

L'OSSATURE METALLIQUE

UNIVERSITEIT GENT
AFDEELING voor BOUWKUNST
22, Plateaustraat, GENT

15^e ANNÉE

6

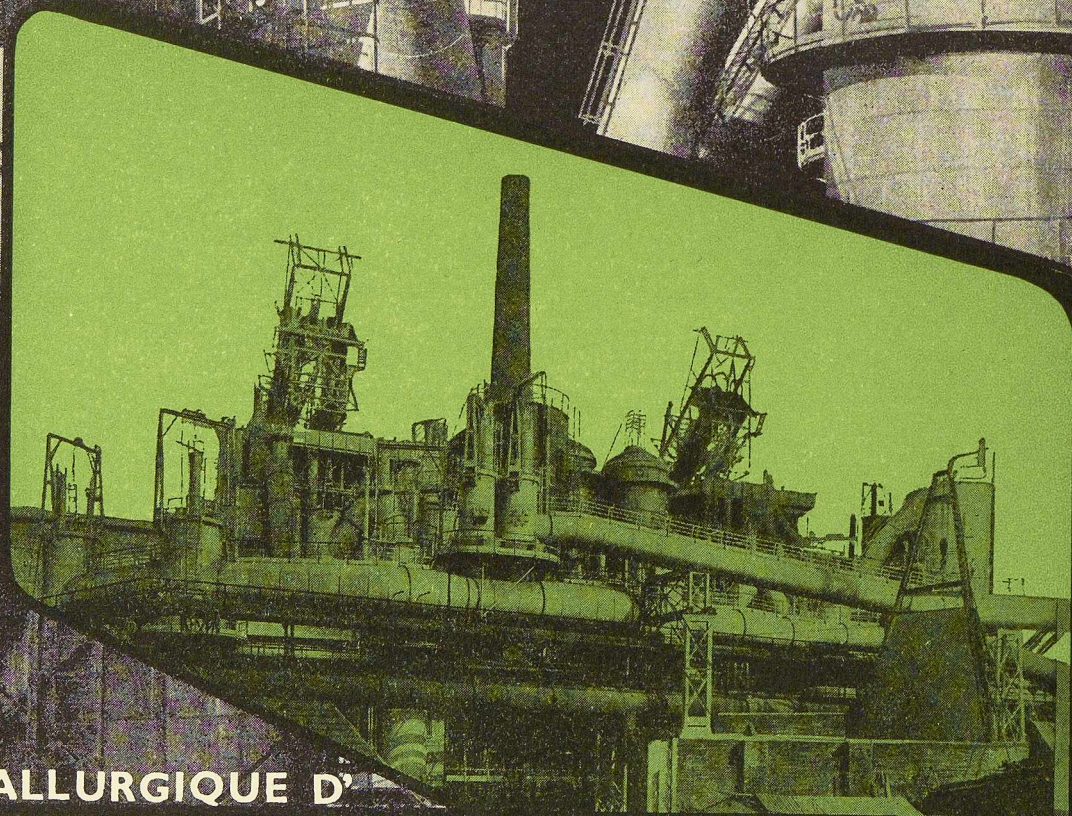
JUIN 1950

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER ÉDITÉE PAR
LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER



CHAUDRONNERIE

PONTS ET CHARPENTES
WAGONS ET VOITURES
APPAREILS DE LEVAGE
PRODUITS DE BOULONNERIE



SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE D'

ENGHIEN-S^t ELOI

ENGHIEN-BELGIQUE



S. A.

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

**LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS
D'INFORMATION DE L'ACIER**

154, avenue Louise, Bruxelles - Téléphone : 47.54.98 - 47.54.99

Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

15^e ANNÉE

N° 6

JUIN 1950

S O M M A I R E

Passerelle au-dessus de la Klybeckstrasse, Bâle (Suisse), par A. Albrecht	273
Le Pont du Bourget sur la ligne de la Grande Ceinture à Paris	277
La reconstruction du pont Hohenzollern à Cologne . .	281
Emploi de pieux métalliques en Norvège, par Sven Thaulow	287
Pylône de télévision des Midlands de la B. B. C. . . .	290
L'application d'une nouvelle méthode d'essais micro- mécaniques des métaux aux essais de la soudure, par N. Mironoff	293
Nouvelle chaussée surélevée à Manhattan (U. S. A.) . .	298
Constructions en acier précomprimé, par G. Magnel . .	300
La Construction métallique au Mexique, par E. Greiner	314
CHRONIQUE : Marché de l'acier pendant le mois d'avril. - A l'Association Internationale des Ponts et Charpentes. - Inaugu- ration du pont de la Barge. - Conférence de M. Suter, architecte à Bâle. - Foire Internationale de Bruxelles. - Travaux à l'Institut Belge de Normalisation. - Echos et Nouvelles	317
BIBLIOTHÈQUE	321
BIBLIOGRAPHIE	324

ABONNEMENTS 1950 (11 numéros) :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 200,-,

France et Union française : 1.900 francs français, payables au dépositaire général
pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & C^{ie}, 27, quai des
Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions : 7 dollars, payables à M. Léon
G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Indus-
tries of Belgium & Luxembourg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

Autres pays : 350 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours le 1^{er} janvier.

PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 25,-,

France : francs français 200,-, **autres pays** : francs belges 40.-.

DROIT DE REPRODUCTION :

La reproduction de tout ou partie des articles ou des illustrations ne peut se
faire qu'en citant **L'Ossature Métallique**.

UNIVERSITEIT GENT
AFDEELING voor BOUWKUNST
22, Plateaustraat, GENT

*SPÉCIALISTES
des grands travaux...*



LA BRUGEOISE ET NICAISE & DELCUVE



SOCIÉTÉ ANONYME

ACIÉRIES, FORGES ET ATELIERS DE CONSTRUCTION
USINES : A SAINT-MICHEL-LEZ-BRUGES ET A LA LOUVIÈRE (BELGIQUE)

CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Présidents d'Honneur : M. Albert D'HEUR,
M. Léon GREINER

CONSEIL D'ADMINISTRATION

Président :

M. François PEROT, Administrateur-Délégué de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, Vice-Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges,

Vice-Président :

M. Aloyse MEYER, Président des A. R. B. E. D., à Luxembourg.

Administrateur-Conseil :

M. Eugène FRANÇOIS, Professeur à l'Université de Bruxelles.

Membres :

M. Justin BAUGNEE, Directeur de la S. A. des Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence,
M. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.,
M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur-Délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY, S. A.,

M. Alexandre DEVIS, Associé commandité de la S. C. S. Alexandre Devis & C^{ie}, Délégué de la Chambre Syndicale des Marchands de fer et du Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique,
M. Jean DRIESEN, Directeur Général-Adjoint de la S. A. John Cockerill,
M. Hector DUMONT, Administrateur-Délégué de la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur,
M. Louis ISAAC, Administrateur-Délégué de la S. A. Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi,
M. Louis NOBELS, Président et Administrateur Délégué des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman,
M. Henri NOEZ, Administrateur-Délégué de la Fabrique de Fer de Charleroi,
M. Henri ROGER, Directeur Général des H. A. D. I. R., à Luxembourg,
M. Arthur SCHMITZ, Directeur de la Construction et de l'Entretien de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

LISTE DES MEMBRES

ACIÉRIES BELGES

Usines Gustave Boël, S. A., à La Louvière.
Fabrique de Fer de Charleroi, S. A., à Charleroi.
Forges de Clabecq, S. A., à Clabecq.
John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
Métallurgique d'Espérance Longdoz, S. A., 1, rue de Huy, Liège.
Usines Gilson, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
Usines Métallurgiques du Hainaut, S. A., à Couillet.
Forges et Laminiers de Jemappes, S. A., à Jemappes.
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence, S. A., à Marchienne-au-Pont.
Aciéries et Minières de la Sambre, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Métallurgique de Sambre et Moselle, S. A., à Montigny-sur-Sambre.
Hauts Fourneaux, Forges et Aciéries de Thy-le-Château et Marcinelle, S. A., à Marcinelle.

ACIÉRIES LUXEMBOURGEOISES

Aciéries Réunies de Burbach-Eich-Dudelange (Arbed), S. A., avenue de la Liberté, Luxembourg.
Hauts Fourneaux et Aciéries de Differdange, Saint-Ingbert, Rumelange (Hadir), S. A., 26, avenue de la Porte Neuve, Luxembourg.
Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.

TRANSFORMATEURS

Laminiers d'Anvers, S. A., 38, rue Métropole, Schooten.
Forges et Laminiers de Baume, S. A., à Haine-Saint-Pierre.

Tôleries Delloye-Mathieu, S. A., à Marchin (Huy).
Emailleries et Tôleries Réunies, S. A., Gosselies.
Usines Gilson, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
Laminiers de Longtain, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
La Métal-Autogène, S. A., 490, rue Saint-Léonard, Liège.
Usines de Moncheret, à Acoz, Division de la S. A. des Aciéries et Minières de la Sambre.
Laminiers de l'Ourthe, S. A., Sauheid-lez-Chénée.
Phénix Works, S. A., 1, rue Paul Borguet, Flémalle-Haute.
Laminiers et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Travail Mécanique de la Tôle, S. A., 147, boulevard de la II^e Armée Britannique, à Forest-Bruxelles.
Usines à Tubes de la Meuse, S. A., à Flémalle-Haute.
Usines à Tubes de Nimy, S. A., Nimy.

ATELIERS DE CONSTRUCTION

ACMA, S. A. Ateliers de Construction et Ets Geerts & Van Aalst réunis, à Mortsel-lez-Anvers.
Société Anglo-Franco-Belge des Ateliers de la Croyère, Seneffe et Godarville, S. A., à La Croyère.
Awans-François, S. A., à Awans-Bierset.
Ateliers de Construction de la Basse-Sambre, S. A., à Moustier-sur-Sambre.
Baume et Marpent, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis, S. A., 249-251, chaussée de Vleurgat, Bruxelles.
Ateliers de Construction Alphonse Bouillon, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.

ATELIERS DE CONSTRUCTION (suite)

Ateliers de Construction Paul Bracke, s. p. r. l., 30-40 rue de l'Abondance, Bruxelles.
Usines de Braine-le-Comte, S. A., à Braine-le-Comte.
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve, S. A., à Saint-Michel-lez-Bruges.
Société Anonyme Anciennes Usines Canon-Legrand, 17, rue Terre du Prince, Jemappes-lez-Mons.
Chaurobel, S. A., à Huyssinghen.
John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
La Construction Soudée, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., 64, avenue Rittweger, Haren-Bruxelles.
« Cribla », S. A., Construction de Criblages et Lavoires à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.
Compagnie Centrale de Construction, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Les Ateliers De Meestere Frères, Heule-lez-Courtrai.
Ateliers de la Dyie, S. A., à Louvain.
Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi, S. A., à Enghien.
Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est, S. A., Marchienne-au-Pont.
Société Anonyme des Ateliers de Construction Flamen-court et Cie, 112-114, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
Ateliers Georges Heine, S. A., chaussée des Forges, Huy.
Ateliers de Construction Heuze, Malevez & Simon Réunis, S. A., 52, rue des Cloires Nationales, Auvelais.
L'Industrielle Boraine, S. A., Quiévrain.
Ateliers de Construction de Jambes-Namur, S. A., à Jambes-Namur.
Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse, S. A., Anc. Ateliers Georges Dubois, à Jemeppe-sur-Meuse.
Ateliers de Construction J. Kihn, Rumelange (G.-D.).
Société Anonyme des Ateliers de La Louvière-Bouvry, La Louvière.
Usines Lauffer Frères, S. P. R. L., Hermalle s./Argenteau.
Leemans L. et Fils, S. A., 114, rue de Louvain, Vilvorde.
Macsimia, S. A., Bouftioux-lez-Châtelineau.
Ateliers de Construction de Malines (Acomal), S. A., 29, Canal d'Hanswyck, Malines.
La Manutention Automatique, S. A., Machelen.
Les Ateliers Métallurgiques, S. A., à Nivelles.
Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.
Ateliers Sainte-Barbe, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.
Chaudronnerie A.-F. Smulders, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.
Ateliers Arthur Sougniez Fils, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.
Etablissements D. Steyaert-Heene, à Eecloo.
Ateliers du Thiriau, S. A., La Croyère.
Ateliers de Construction Mécanique de Tirlemont, S. A., à Tirlemont.
Compagnie Belge des Freins Westinghouse, S. A., 105, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck, à Willebroeck.
Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth, à Luxembourg.
Chaudronneries et Ateliers de Construction Lucien Xhignesse & Fils, S. A., rue d'Italie, Ans-Liège.

MENUISERIE MÉTALLIQUE

Chamebel (Le Châssis Métallique Belge), S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.
Maison Desoer, S. A. (meubles métalliques ACIOR), 17-21, rue Ste-Véronique, Liège, 16, rue des Boiteux, Bruxelles.
« Soméba », Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).
Ateliers Vanderplanck, s. p. r. l., Portes métalliques, Fayt-lez-Manage.

SOUDURE AUTOGENE

Matériel, électrodes, exécution

Electromécanique, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.
ESAB, S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.
Philips, S. A., 37-39, rue d'Anderlecht, Bruxelles.
L'Air Liquide, S. A., 31, quai Orban, Liège.
La Soudure Electrique Autogène « Arcos », S. A., 58-62, rue des Deux Gares, Bruxelles.

L'Oxyhydrique Internationale, S. A., 31, rue Pierre van Humbeek, Bruxelles.
Soudométal, S. A., 83, chaussée de Ruysbroeck, Forest-Bruxelles.

COMPTOIRS DE VENTE DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

Columeta (Comptoir Métallurgique Luxembourgeois), S. A., Luxembourg.
Cosibel (Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge), S. C., 9, rue de la Chancellerie, Bruxelles.
Davum, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
Gilsoco, S. A., La Louvière.
Société Commerciale de Sidérurgie, SIDERUR, 1A, rue du Bastion, Bruxelles.
Ucométal (Union Commerciale Belge de Métallurgie), 24, rue Royale, Bruxelles.

MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES

Individuellement :

ACMA, S. A., Ateliers de Construction et Ets Geerts, & Van Aalst réunis, à Mortsel-lez-Anvers.
P. et M. Cassart, 120-124, avenue du Port, Bruxelles.
Alexandre Devis et Cie, 43, rue Masui, Bruxelles.
Métaux Galler, S. A., 22, avenue d'Italie, Anvers.
Etablissements Gilot Hustin, 14, rue de l'Etoile, à Namur.
J. Libouton & Cie, S. A., 27, rue Léopold, Charleroi.
Fers et Aciers Pante et Masquelier, S. A., 30, rue du Limbourg, Gand.
Peeters frères, 10, Marché-au-Poisson, Louvain.
Util, s. p. r. l., 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles.
Collectivement :
Groupeement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique, 10, rue du Midi, Bruxelles.
Chambre Syndicale des Marchands de fer, 10, rue du Midi, Bruxelles.

MARCHANDS D'ACIERS SPÉCIAUX

Etablissements Georges L.-J. Alexis, 31, rue Dartois, Liège.
Aciers Bungert, S. A., 141-143, chaussée de Mons, Bruxelles.
Jos. Bol, 86, rue Emile Féron, Bruxelles.
Maison Courard & Co, 9-11, place des Déportés, Liège.
Davum, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
Etablissements Moréa et Nahon, 23-25, rue des Ateliers, Bruxelles.
Société des Aciers et Métaux, Soamet, 41, boulevard du Midi, Bruxelles.
Wauters Frères, 23, rue de Liverpool, Bruxelles.

BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

Bureau d'Études Léon-Marcel Chapeaux, S. A., 54, rue du Pépin, Bruxelles.
Bureaux d'Études Industrielles Fernand Courtoy, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.
M. René Leboutte, ing. tech. I. G. Lg., 6, rue J. Delbœuf, Liège.
MM. C. et P. Molitor, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstael, Bruxelles.
Multifer Grisard, Systèmes brevetés de const. mét., 88, rue de la Montagne, Bruxelles.
Robert et Musette, S. A., 59, rue de Namur, Bruxelles.
Bureau d'Études Ir. J. Ronsse, 63, boulevard de Dixmude, Bruxelles.
M. J. F. F. Van der Haeghen, ingénieur-conseil (U. I. Lv.), 104, boulevard Saint-Michel, Bruxelles.
MM. J. Verdeyen et P. Moenaert, ingénieurs-conseils (A. I. Br.), 15, rue Guimard, Bruxelles.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin, S. A., à Hennuyères.

DIVERS

Institut Belge des Hautes Pressions, 38, Pl. des Carabiniers, Bruxelles.
Société Métallurgique des Procédés Warnant, S. A., 71, rue Royale, Bruxelles.

MEMBRES INDIVIDUELS

M. Eug. François, professeur à l'Université de Bruxelles, 110, boulevard Auguste Reyers, Bruxelles.
M. Marcel François, membre associé de la firme François, 43, rue du Cornet, Bruxelles.
M. Léon G. Rucquoi, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.



TOUS LES PRODUITS MÉTALLURGIQUES

120-124, AVENUE DU PORT
4-6, QUAI DES CHARBONNAGES
200, RUE DE LA SOIERIE, FOREST
(Coin rue Emile Pathé)

Tél. 26.98.10 (plusieurs lignes)
Tél. 26.98.17 (deux lignes)
Tél. 43.72.69 - 43.72.70

C. C. P. 87.61
R. C. B. 10.741

L'Argon est produit désormais
en Belgique
et c'est par...

L'AIR LIQUIDE

Adressez-vous directement au
PRODUCTEUR

POUR ÊTRE APPROVISIONNÉ RAPIDEMENT,
SÛREMENT ET AU MEILLEUR PRIX DANS LA
QUALITÉ D'ARGON QUI VOUS CONVIENT :

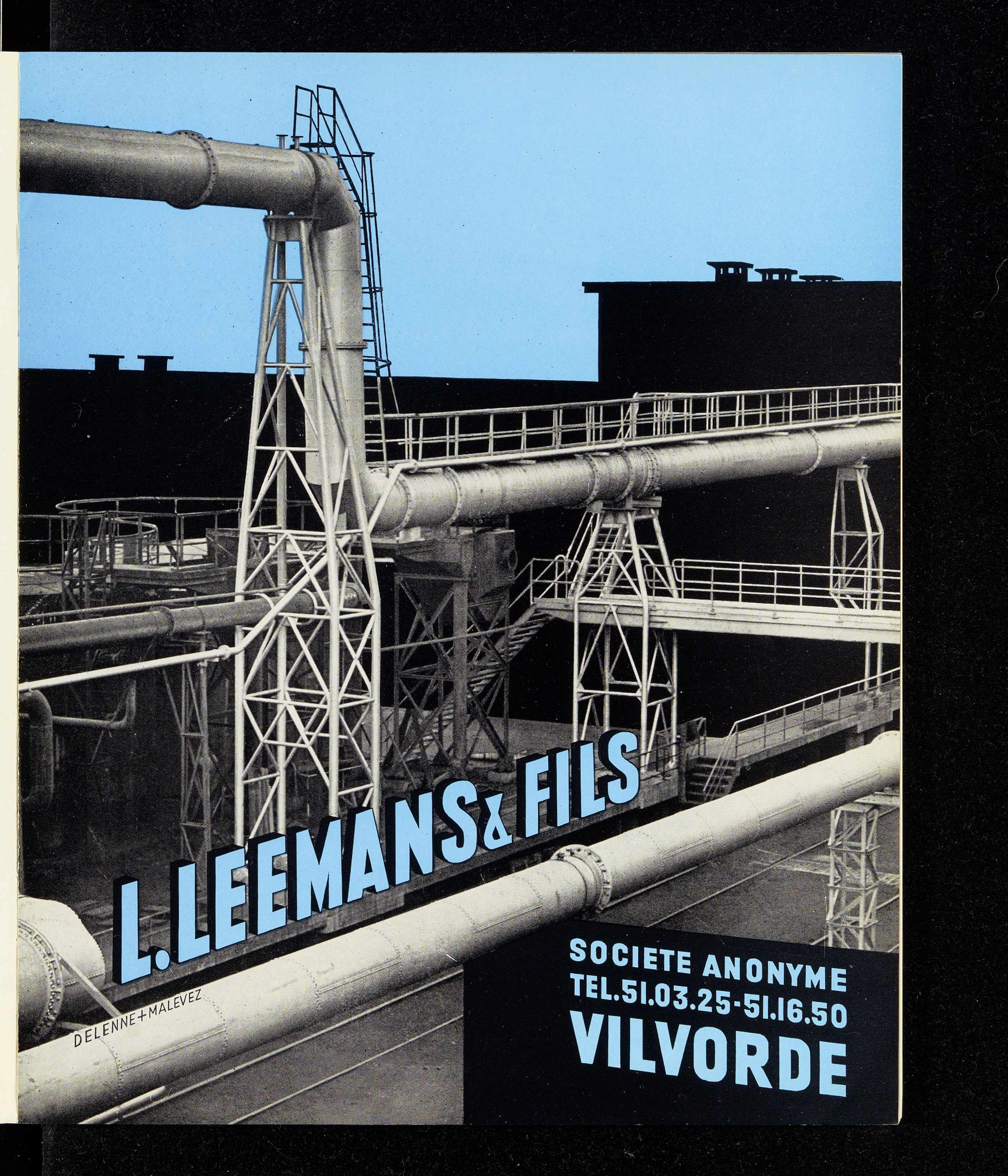
- POUR LE SOUDAGE DE L'ALUMINIUM, DU MAGNÉSIUM, DU CUIVRE, DES ACIERS INOXYDABLES.
- POUR LA FABRICATION DES LAMPES ÉLECTRIQUES.
- POUR LES ENSEIGNES ET TUBES LUMINEUX.

LES SERVICES SPÉCIALISÉS DE L'AIR LIQUIDE
SONT ÉGALEMENT LES MIEUX PLACÉS POUR VOUS CONSEILLER
ET VOUS FOURNIR AUX CONDITIONS LES PLUS AVANTAGEUSES
TOUT LE MATÉRIEL DE SOUDAGE
EN ATMOSPHÈRE D'ARGON.

LA

L'AIR LIQUIDE

31, QUAI ORBAN,
LIÈGE TÉL. 43.65.55

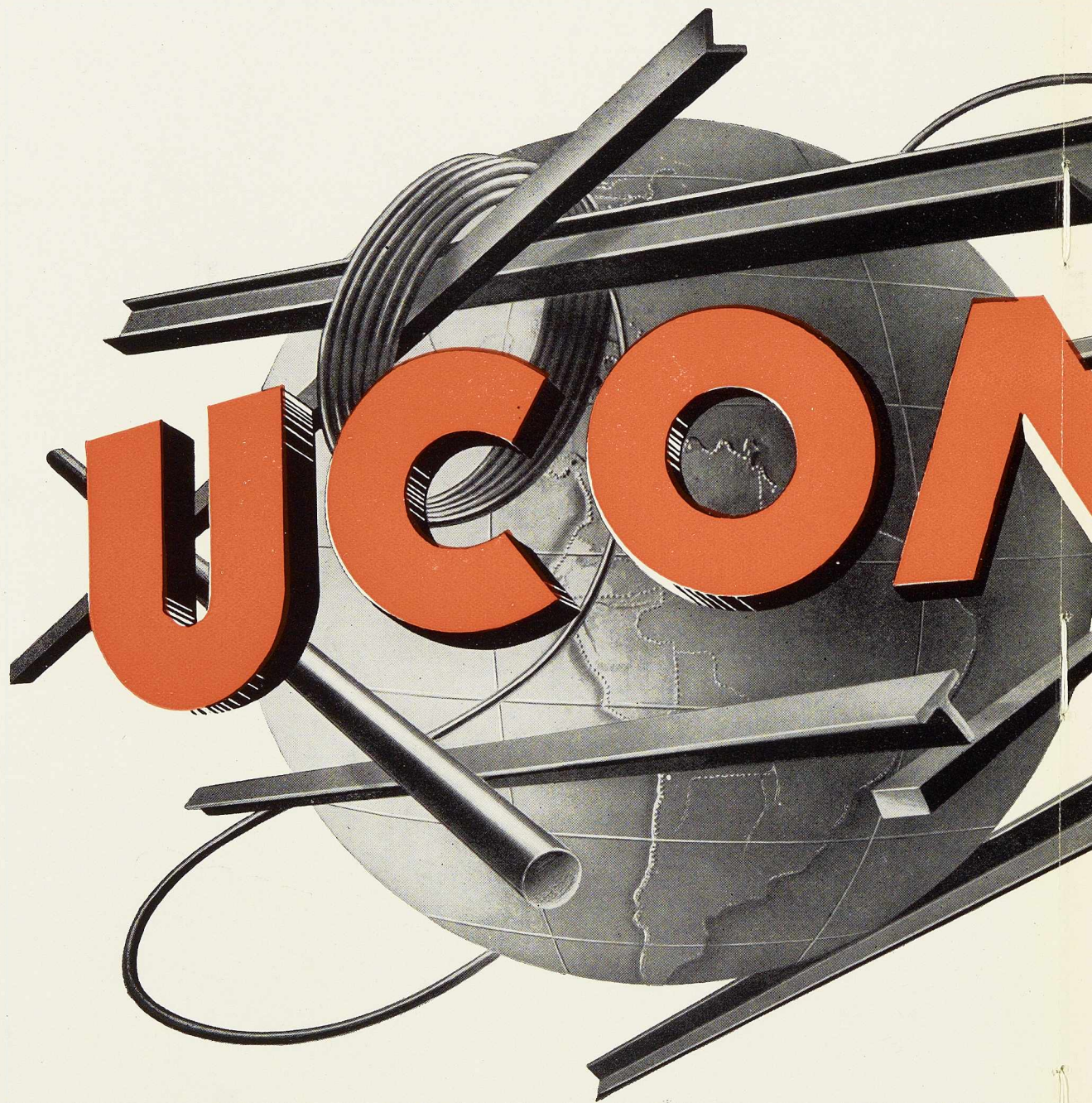
A black and white photograph of an industrial facility, likely a refinery or chemical plant. The image shows a complex network of large, horizontal pipes supported by metal scaffolding and walkways. In the background, there are large, dark, rectangular storage tanks. The sky is clear and blue. The overall scene conveys a sense of large-scale industrial operations.

L. LEEMANS & FILS

DELENNE+MALEVEZ

SOCIETE ANONYME
TEL. 51.03.25-51.16.50
VILVORDE

TOUS PRODUITS

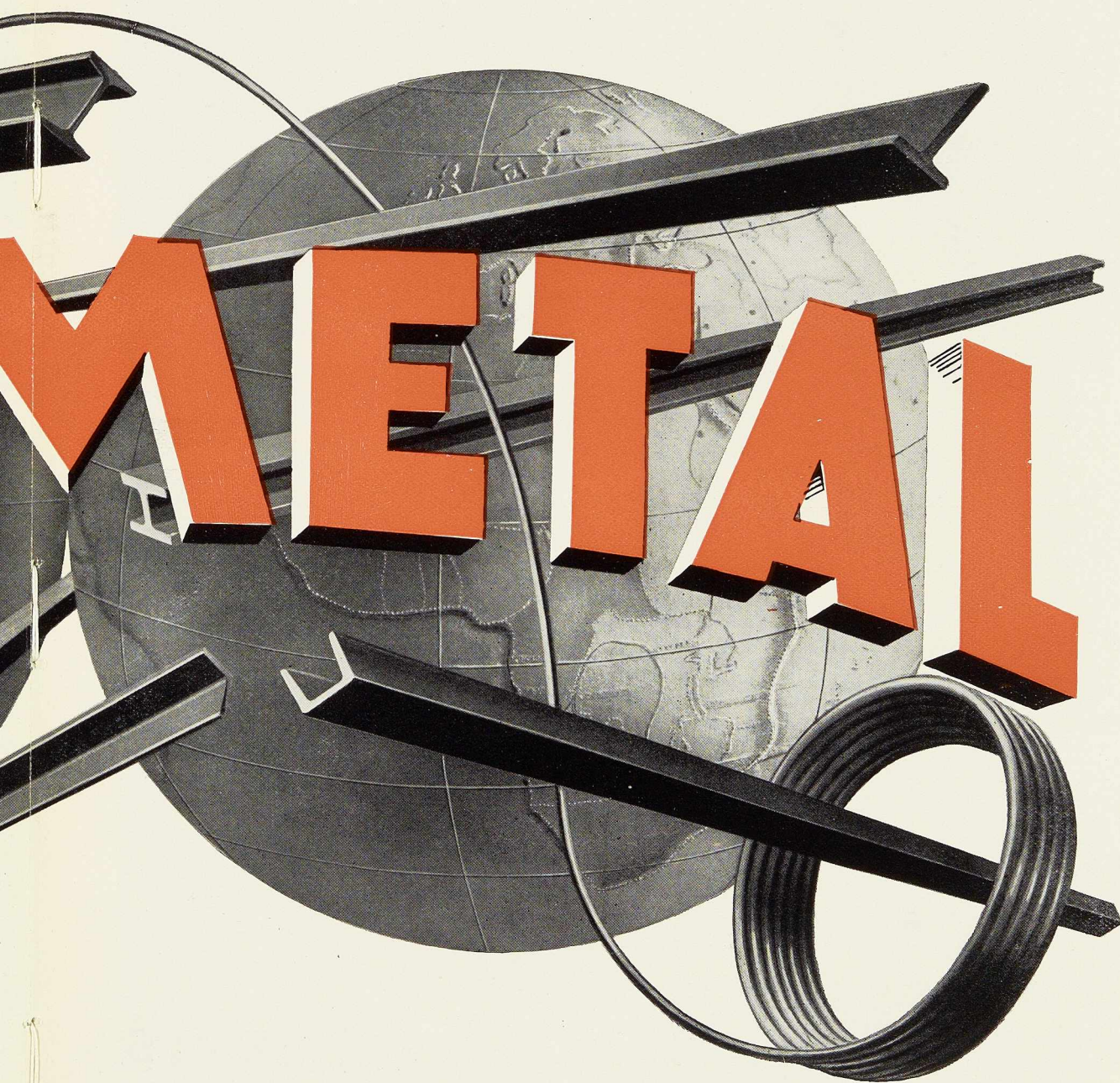


**24 RUE F
BRUXE**

COCKERILL - PROVIDENC

C.G.P.I.

MÉTALLURGIQUES



**E ROYALE
XELLES**

CE - SAMBRE & MOSELLE



Contrôle par radiographie des joints soudés bout à bout d'une colonne en caisson

TÉLÉPHONE : 23.22-23.23
ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE
PEWECO - LUXEMBOURG

SOCIÉTÉ ANONYME DES

**ANCIENS ETABLISSEMENTS
PAUL WURTH
LUXEMBOURG**



MATÉRIEL TUBULAIRE

pour Echafaudages
Tours fixes et mobiles
Soutiens de coffrage
Monte-charges
Casiers de stockage
Hangars démontables
Tribunes

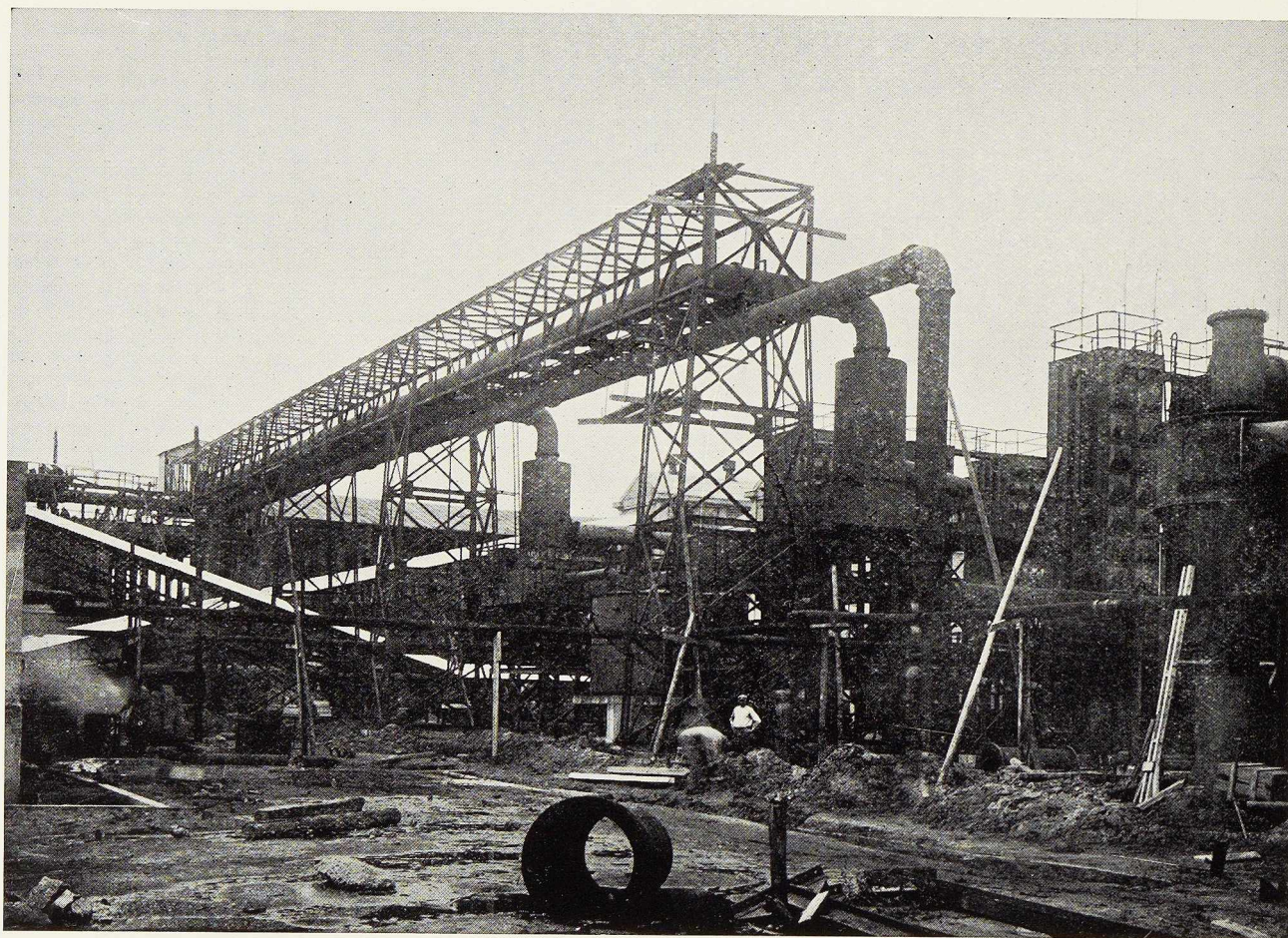


A.DEVIS&C^{IE}

DÉPARTEMENT : « ÉCHAFAUDAGES TUBULAIRES »

158, RUE SAINT-DENIS, BRUXELLES • TÉLÉPHONES : 43.15.05 - 43.75.77

LES CRÉATIONS FRANCIS DELAMARE



ATELIERS DE BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS S. A.

CHAUSSÉE DE VLEURGAT, 249, À BRUXELLES

USINE A VILVORDE

192, CHAUSSÉE DE LOUVAIN, VILVORDE

Téléphone : Bruxelles 15.20.96, Vilvorde 51.00.36

PONTS, CHARPENTES, CHAUDRONNERIE,
TANKS, MATÉRIEL POUR HUILLERIES,
USINES À CAOUTCHOUC, SÉCHOIRS À
CAFÉ.

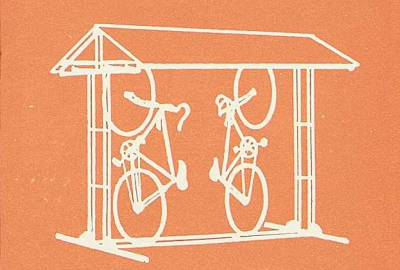
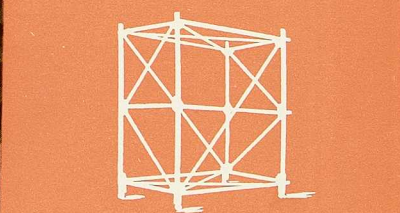
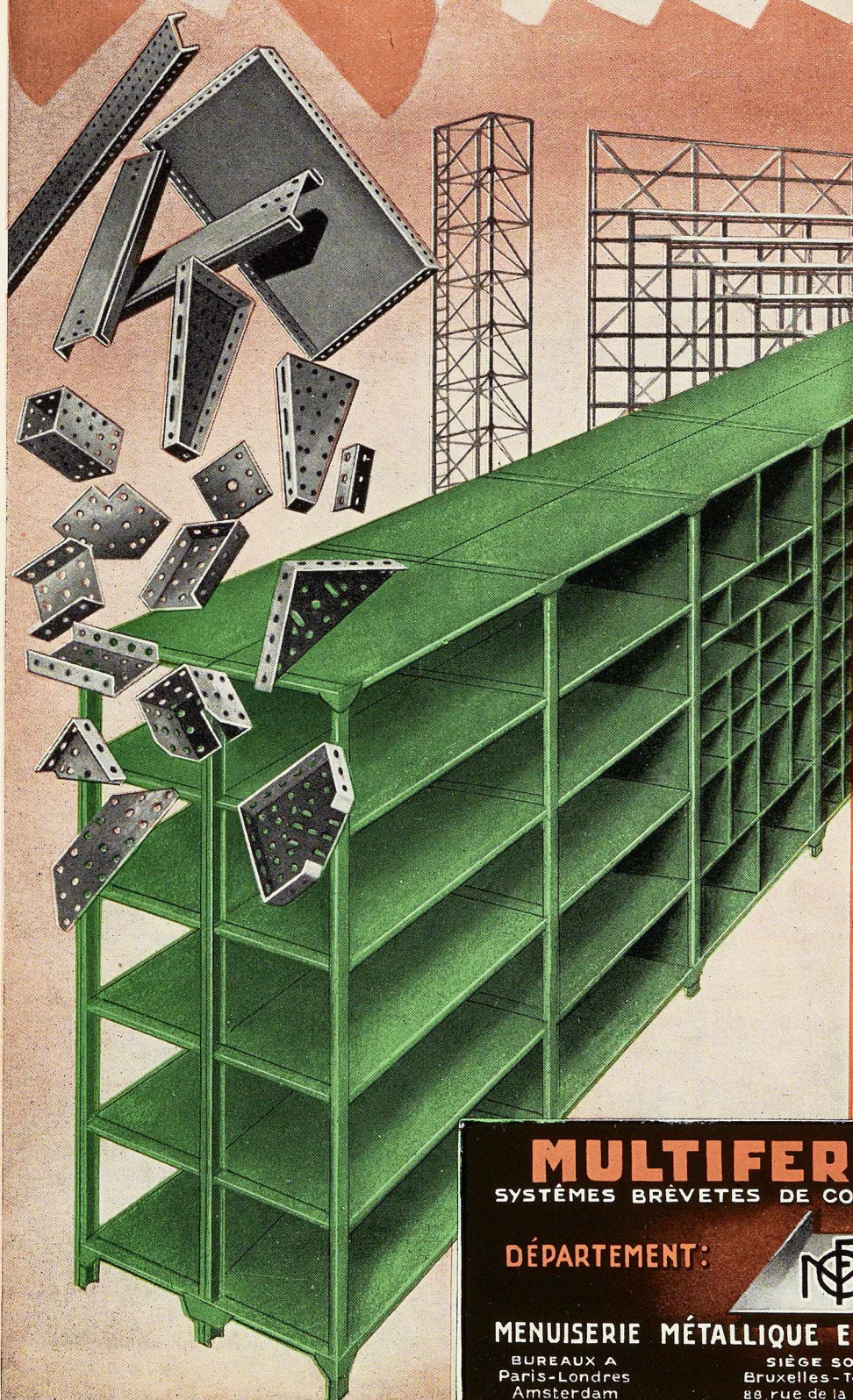
USINE A BOECHOUT

27, HEUVELSTRAAT, BOECHOUT-LEZ-ANVERS

Téléphone : Anvers 123.64 - 123.65 - 124.64

TÔLES GALVANISÉES, ARTICLES DE
MÉNAGE, CHÂSSIS MÉTALLIQUES.

MAGIFER 60



MULTIFER GRISARD
SYSTÈMES BREVETÉS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

DÉPARTEMENT:



"MAGIFER,"

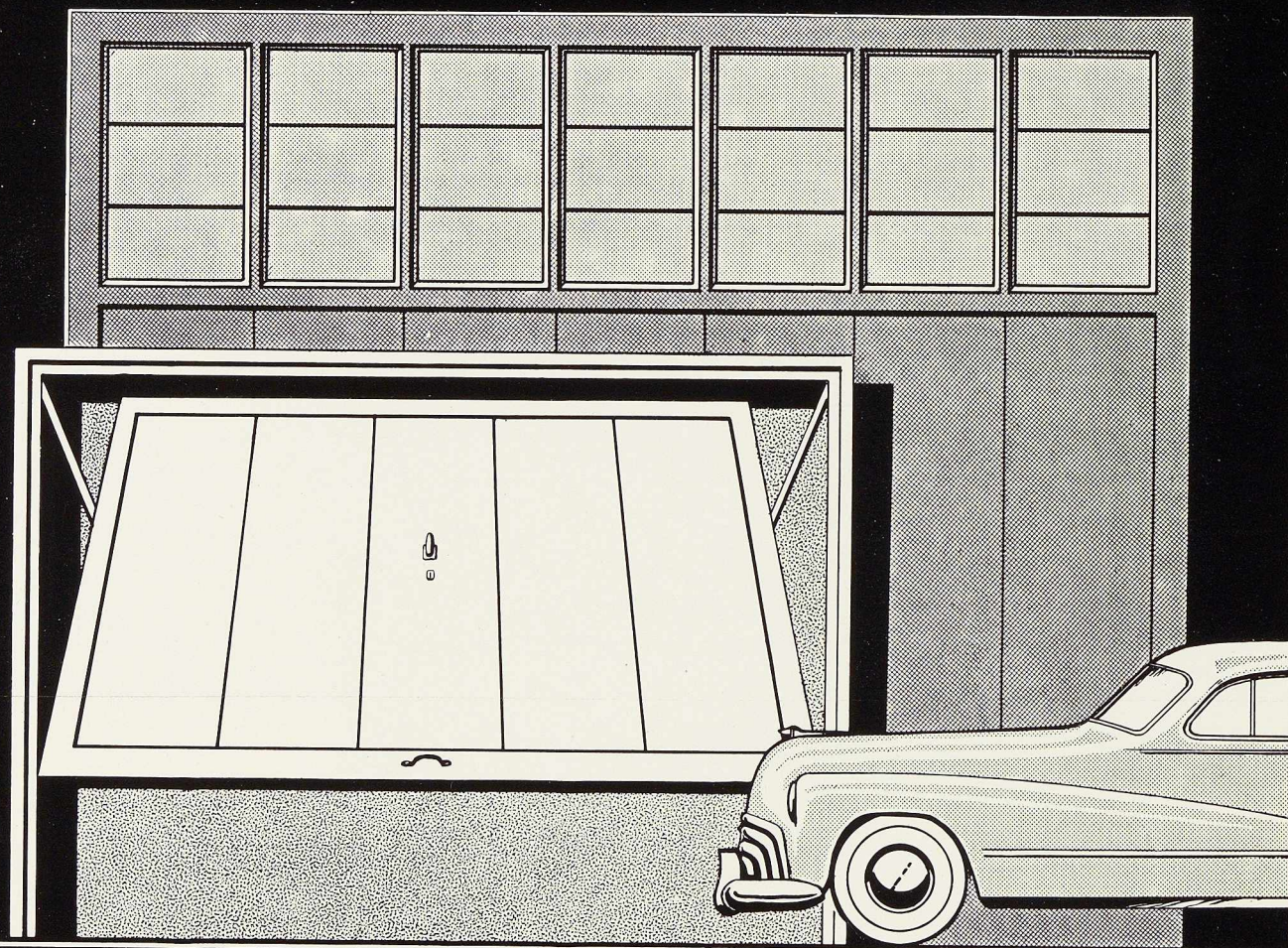
MENUISERIE MÉTALLIQUE ET PETITES CONSTRUCTIONS

BUREAUX A
Paris-Londres
Amsterdam

SIÈGE SOCIAL À
Bruxelles - Tel: 12.44.98
88, rue de la Montagne

USINES À
Charleroi-Soignies
FRANCE

Portes métalliques basculantes



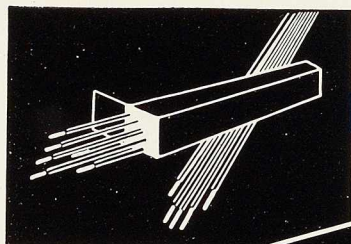
VANDERPLANCK

FAYT - LEZ - MANAGE (BELGIQUE)

Licence DE VRIES ROBBÉ, à GORINCHEM, (Hollande) Brevet 464.708

ARCOS

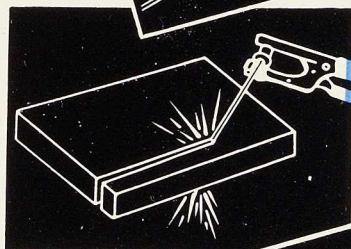
VOUS OFFRE :



ÉLECTRODES DIVERSES POUR SOUDAGE A L'ARC



BAGUETTES AUTODÉCAPANTES POUR LE CHALUMEAU



ARCOS OXYARC POUR L'USINAGE DE TOUS MÉTAUX



TRANSFORMATEURS DE TOUS TYPES



GROUPES A COURANT CONTINU

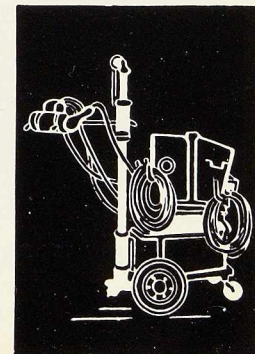
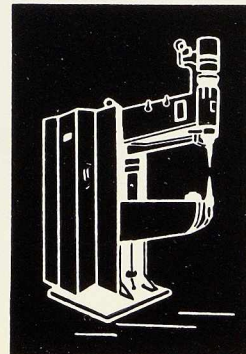
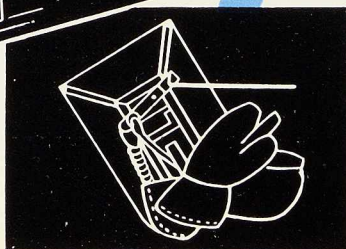


GROUPES "ISODYNE" A HAUTE FRÉQUENCE

GAMME COMPLÈTE D'ACCESSOIRES : PINCES, CABLES, ÉCRANS, GANTS, ETC..

DES SOUDEUSES
PAR RÉSISTANCE
SCIACKY

APPAREIL
RADIOGRAPHIQUE
POUR L'EXAMEN
DES SOUDURES



LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE, S.A.
58-62, RUE DES DEUX-GARES, — BRUXELLES
Téléphone : 21.01.65

Soudez deux fois moins cher
parce que trois fois plus vite!



GRACE A LA

COMETE ROUGE

ÉLECTRODE À TRÈS FORTE PÉNÉTRATION

PLUS DE 100.000 MÈTRES DE JOINTS ONT DÉJÀ FAIT LEURS
PREUVES DANS LES APPLICATIONS LES PLUS DIVERSES.

SOUDOMETAL

SOCIÉTÉ ANONYME

SOUDAGE SUR CHANTIER
D'ÉLÉMENTS DE PONT DE
NAVIRE.



83, CHAUSSEE DE RUYSBROECK, FOREST-BRUXELLES — TÉL. 43.45.65 - 44.09.02

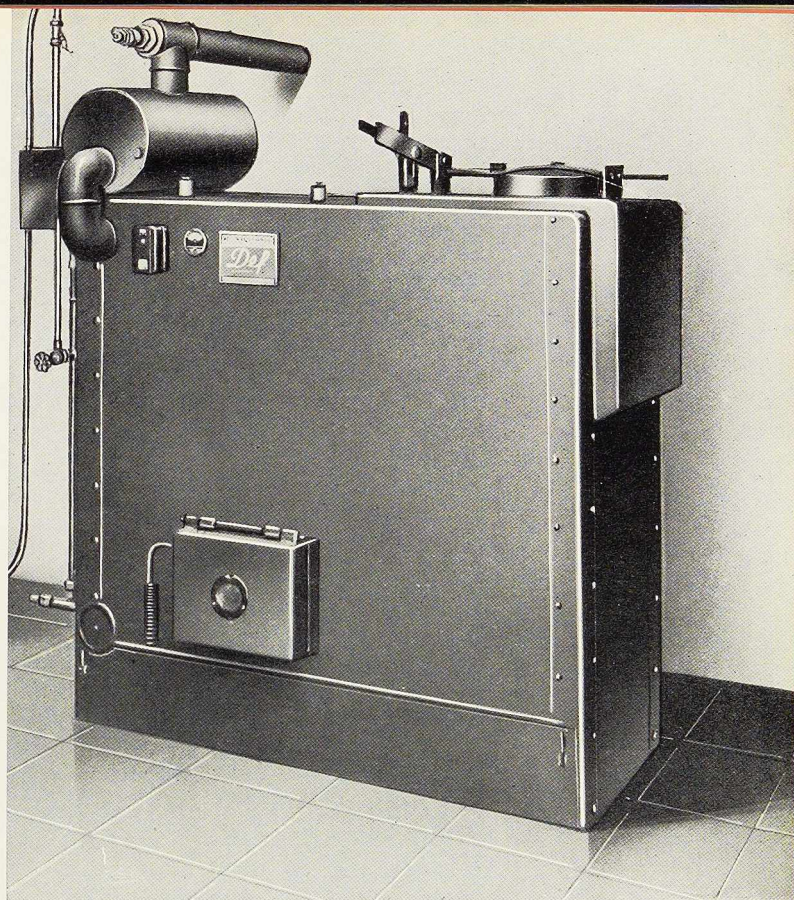
Def

CHAUDIERES AUTOMATIQUES
AU CHARBON PETIT CALIBRE, OU
AU MAZOUT, A EAU CHAUDE OU
A VAPEUR BASSE PRESSION ET

RADIATEURS POUR CHAUFFAGE
CENTRAL

TOUT ACIER

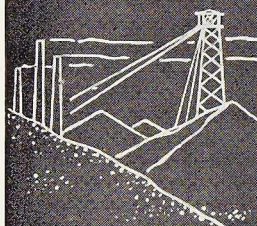
MATÉRIEL SOLIDE, DÉCORATIF ET LE
PLUS ÉCONOMIQUE SUR LE MARCHÉ



S.A. ET THOMAS DEFAWES, ROCOUR (LIÈGE)
TÉLÉPHONE : 63.45.71

TUBES POUR TOUTES ACTIVITÉS

CHARBONNAGES



CANALISATIONS

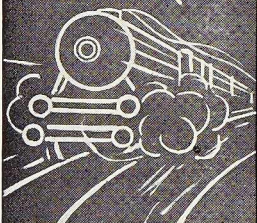


EAU

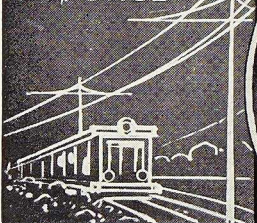


GAZ

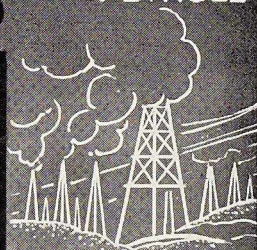
CONSTRUCTION MÉCANIQUE



TRANSPORT DE FORCE



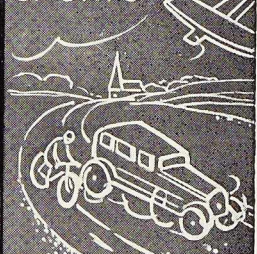
PÉTROLE



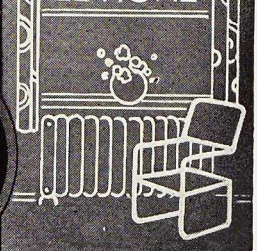
TRAVAUX PUBLICS



SPORTS



LE HOME



TOUS DIAMÈTRES
DE 3^m A 1250^m
ET PLUS



USINES À TUBES DE LA MEUSE

STÉ A ME FLÉMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO

JOURET

LUTTRE

Grey de Differdange



et tous les produits métallurgiques

TEL : CHARLEROI 511.31
LUTTRE 248

FOURS
ET SELS



'CASSEL'

*pour le traitement thermique
des métaux*



PRECHAUFFAGE
TRAITEMENT THERMIQUE
CEMENTATION
TREMPE
RECUIT
REVENU
NITRURATION
BRASAGE
ETC.



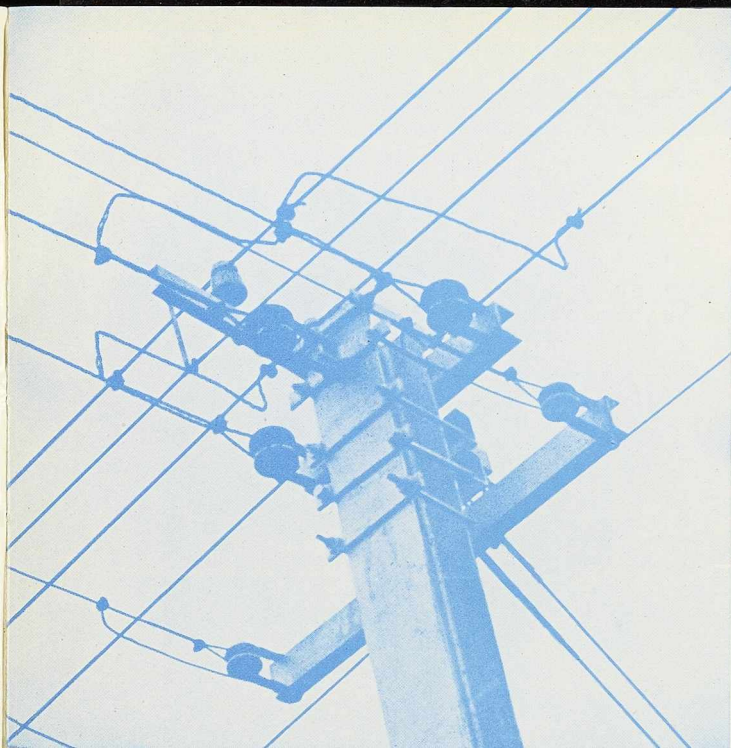
Service technique "CASSEL"
à votre disposition

IMPERIAL CHEMICAL INDUSTRIES (BELGIUM) S. A.

(Agents Généraux d'Imperial Chemical Industries Ltd.)

SHELL BUILDING

BRUXELLES

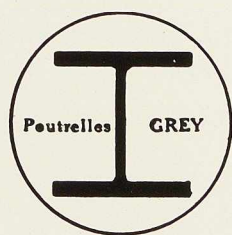


POUTRELLES GREY DE DIFFERDANGE

City of Bulawayo Electricity Depart.

Distributor : **Messrs. SKELTON & Co, Ltd, London**

Agents : **Messrs. BADWINS (South Africa) Ltd, Bulawayo**



Agence de vente pour la Belgique et le Congo belge :

DAVUM S. A.

22, RUE DES TANNEURS, ANVERS

Téléphone : 299.17 (5 lignes) — Télégramme : Davumpert





**AU SERVICE
DE L'INDUSTRIE**

**POUR LE CONTROLE DE VOS CON-
STRUCTIONS MECANQUES UTILISEZ
NOS EQUIPEMENTS ELECTRONIQUES
PAR EXTENSOMETRES OHMIQUES**

*L'extensomètre se trouve à
l'endroit du cercle blanc*



Mesures simples et rapides de déformations sta-
tiques et dynamiques en un ou plusieurs points.

PHILIPS *DIVISION TECHNIQUE
ET INDUSTRIELLE*

S. A. B. 37-39, rue d'Anderlecht, Bruxelles Tél. 12.31.40 (20 lignes)



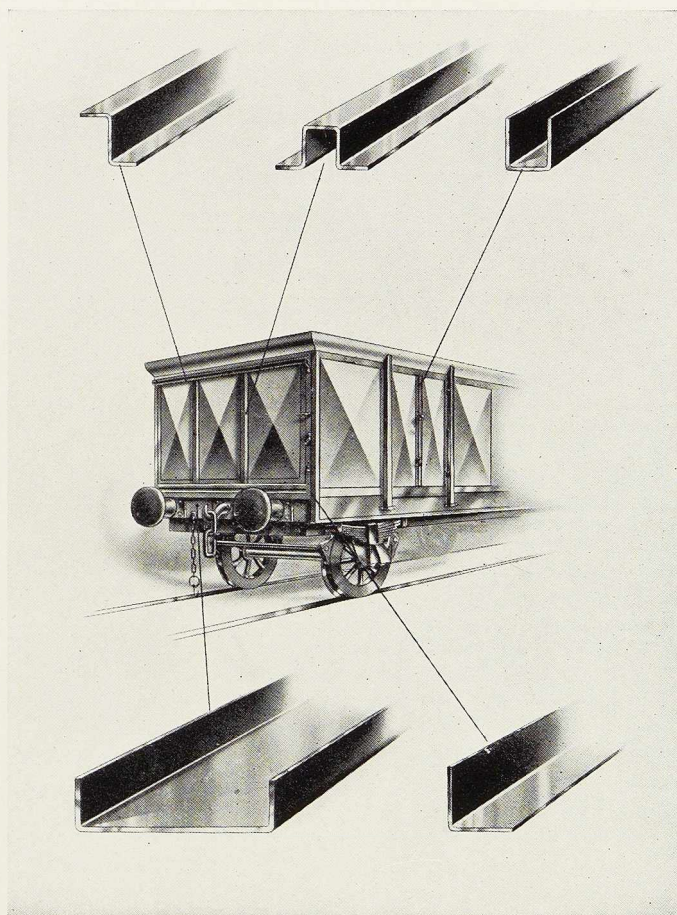
Les avantages des profils réalisés hors tôles ou feuil-lards sont universellement reconnus.

Toujours à l'avant-plan, LONGTAIN s'est attelé à la tâche depuis de nombreuses années.

Qu'il s'agisse de **charpentes métalliques**, **carrosseries**, **matériel roulant**, **huisserie**, **meubles métalliques**, etc.

Notre usine peut vous offrir une gamme illimitée de sections, des plus légères aux plus lourdes.

Des fabricants de wagons ont employé nos **Z en 8 mm d'épaisseur de $80 \times 180 \times 80$** formés à froid.

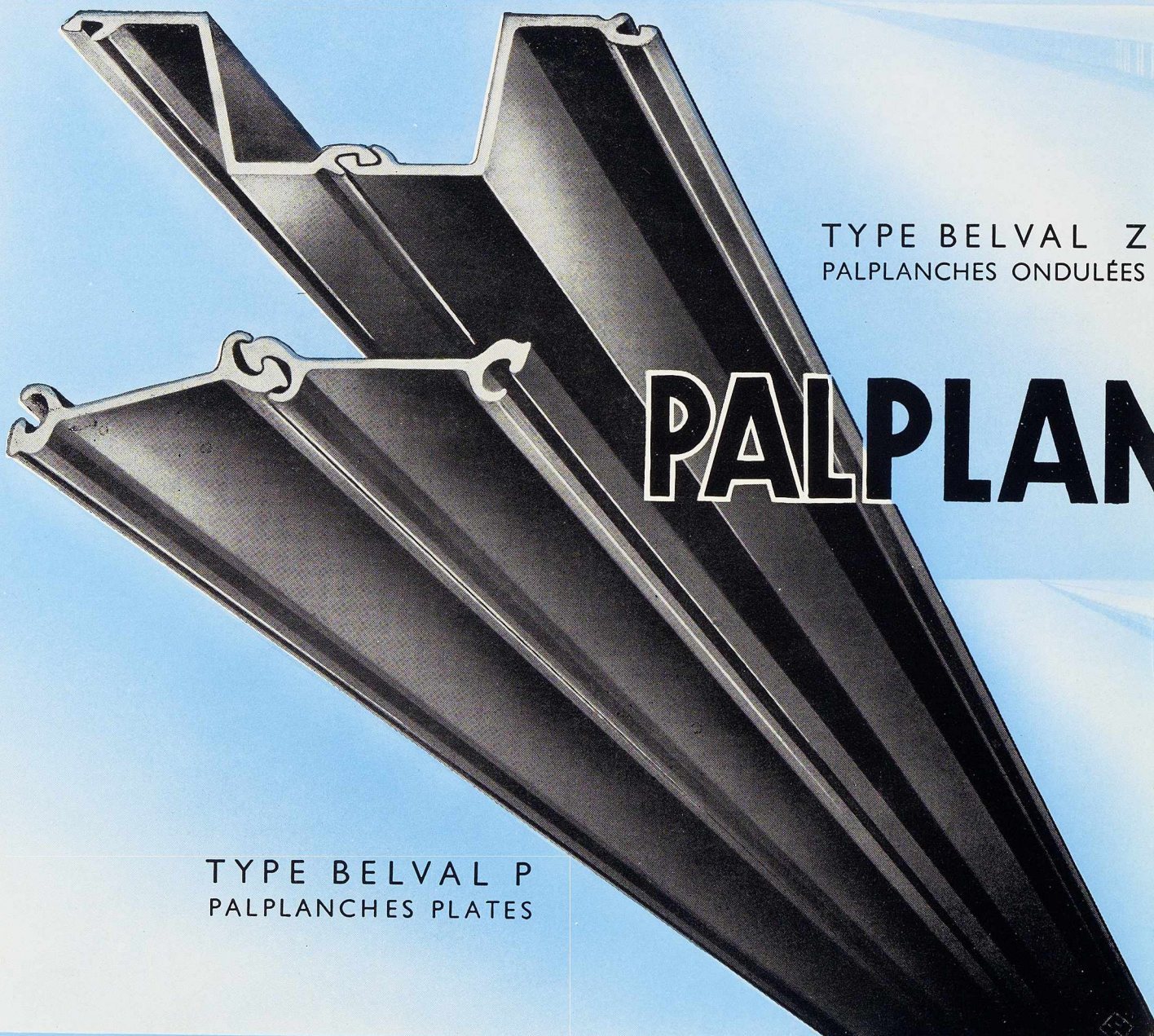


LAMINOIRS DE LONGTAIN

TÉLÉPHONES : LA LOUVIÈRE 211.71 et 211.72
TÉLÉGRAMMES : LAMILONG, La Croyère
CODES : Bentley et Acmé

SOCIÉTÉ ANONYME
LA CROYÈRE (BELGIQUE)

LAMINAGE A CHAUD ET PROFILAGE A FROID
DE TOUTES SECTIONS SPÉCIALES



TYPE BELVAL Z
PALPLANCHES ONDULÉES

PALPLAN

TYPE BELVAL P
PALPLANCHES PLATES

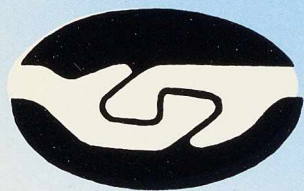
POUR TOUS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER

POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE:

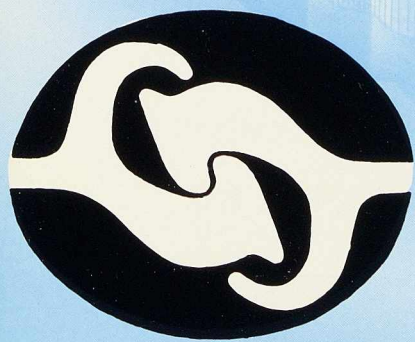
LA BELGO-LUXEMBOURGEOISE

BRUXELLES • 11, QUAI DU COMMERCE

Z
ES



NCHES ARBED-BELVAL



ESSER A

COLUMETA

COMPTOIR MÉTALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS • S. A. • LUXEMBOURG



PONTS FIXES ET MOBILES, CHARPENTES
DE TOUS GENRES ET PORTEES, OSSATURES
METALLIQUES POUR USINES ET MAISONS,
HANGARS, PYLONES, TANKS, RESER-
VOIRS, MATERIEL FIXE POUR CHEMIN DE
FER, PORTES, ESCALIERS, ETC., ETC.



ETABLISSEMENTS D. STEYAERT-HEENE

Office Technique de Publicité

EECLOO (Belgique)

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

15^e ANNÉE - N° 6

JUIN 1950

A. Albrecht,
Ingénieur-Directeur
de la S. A. Buss

Passerelle au-dessus de la Klybeckstrasse, Bâle (Suisse)

La S. A. CIBA, de Bâle, ayant réalisé des extensions importantes au cours de ces dernières années, il s'avéra nécessaire de relier les bâtiments de bureaux et de laboratoires, situés de part et d'autre de la rue de Klybeck, afin d'éviter au personnel la traversée continue de cette artère très animée. La liaison a été réalisée par une passerelle d'une portée de 35,87 m (fig. 378), qui comporte deux maîtresses-poutres d'une hauteur de 2,83 m, distantes de 2,24 m.

Les sollicitations prises en considération lors des calculs et conformes aux prescriptions suisses de 1935, furent les suivantes :

Poids propre : 1 800 kg/m courant.

Neige : 80 kg/m².

Surcharge utile : 500 kg/m² (ou surcharge unique de 1 tonne).

Vent : 120 kg/m².

Les maîtresses-poutres sont en treillis, les montants étant distants de 2,95 m. Les semelles supérieures sont en poutrelles à larges ailes parallèles HE 24, les semelles inférieures en HE 20, les montants et contrefiches, pour des raisons d'esthétique, en profils tubulaires (fig. 375). Les

Fig. 375. Vue de la passerelle mise en place, avant l'application du revêtement en acier inoxydable.



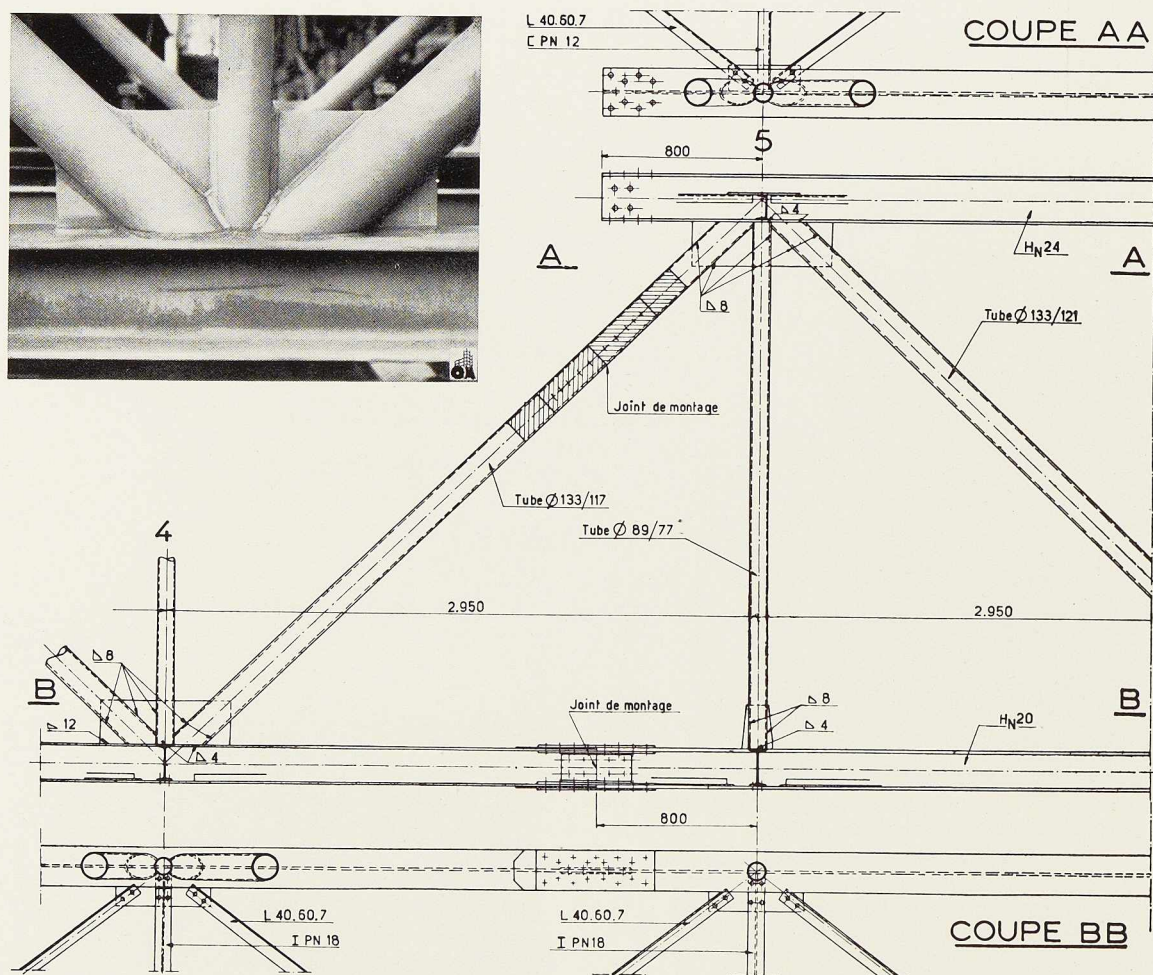


Fig. 376. Détails constructifs de la poutre principale se rapportant au panneau 4-5 (voir fig. 377).
En haut à gauche : Détail d'un nœud soudé.

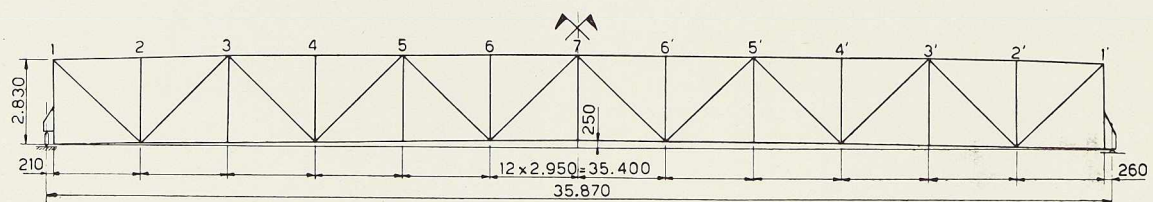


Fig. 377. Elévation d'une maîtresse-poutre de la passerelle au-dessus de la Klybeckstrasse à Bâle.





Photo Dierks.

Fig. 378. Vue générale de la passerelle au-dessus de la Klybeckstrasse à Bâle, reliant deux bâtiments de la S. A. Ciba. La passerelle, dont la longueur est de 35,87 m, est établie à environ 20 mètres du sol.

tubes étant rendus apparents par le vitrage continu, on les réduisit au strict minimum.

Les montants sont en tubes de 89 mm de diamètre extérieur et 77 mm de diamètre intérieur.

Les diagonales ont toutes un diamètre extérieur de 133 mm, le diamètre intérieur variant de 109 à 121 mm suivant l'emplacement.

Trois poutres PN 14 sont en outre disposées dans le plan portant; des contreventements horizontaux sont réalisés haut et bas.

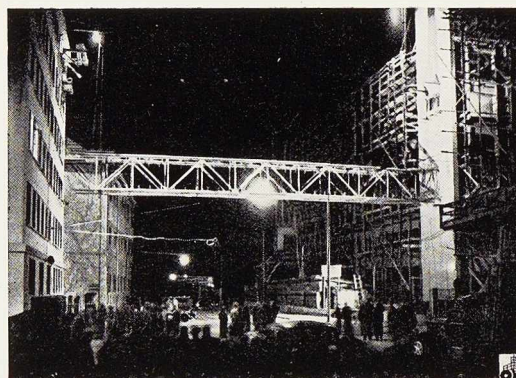
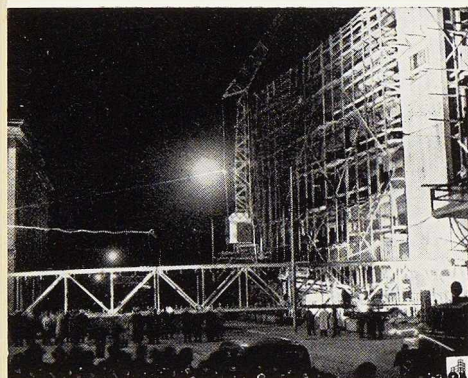
La flèche due au poids propre et à la moitié de la surcharge utile est de 50 mm; on a prévu une contreflèche de 250 mm pour raisons esthétiques. A l'exception des joints de montage, tous les assemblages sont soudés (fig. 376).

Afin d'éviter la corrosion due à l'atmosphère

chimique, toute la construction est galvanisée après sablage, puis pourvue de deux couches de peinture.

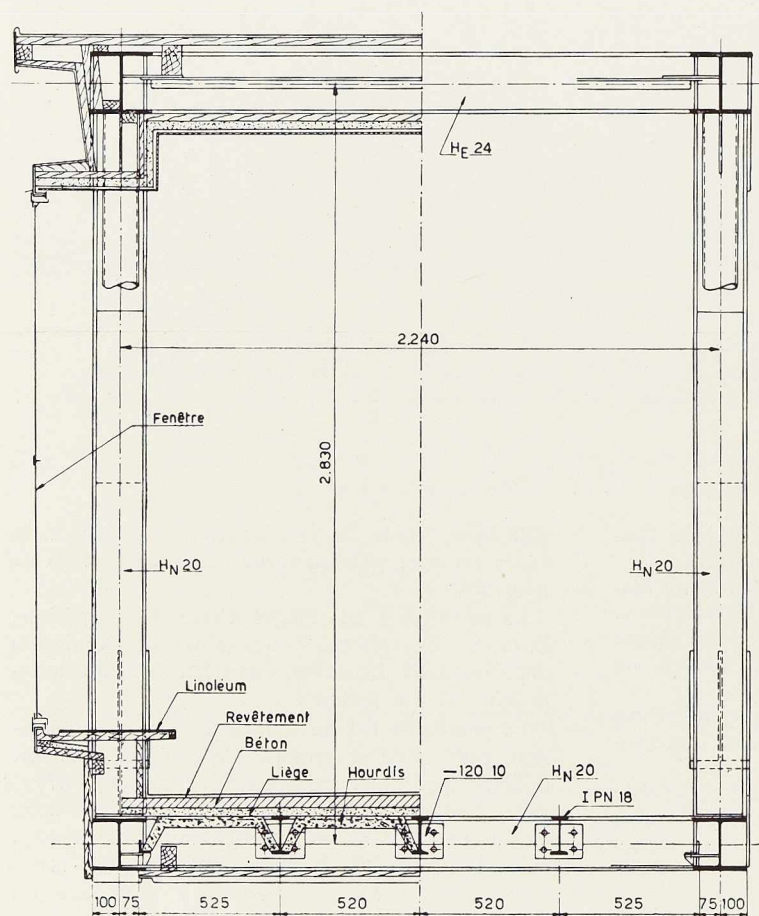
Le montage a fait l'objet d'une étude spéciale. Il devait être effectué sans gêner la circulation dans les deux directions des tramways, des automobiles et des piétons.

La passerelle fut assemblée dans une rue latérale, puis ripée et remontée à son emplacement définitif par deux treuils électriques (fig. 379 à 381). Les extrémités, encastrées dans les deux bâtiments, avaient été montées auparavant (fig. 380). Les joints de la passerelle à ces extrémités avaient été prévus de manière à permettre un assemblage facile. La hauteur libre au-dessus du



Photos Dierks.

Fig. 379 à 381. Trois étapes du montage de la passerelle, assemblée au sol. Les travaux de montage, effectués la nuit, ont été terminés en 3 heures.



niveau de la rue est de 19,5 m. Le montage de la passerelle, y compris le démontage et remontage du câble du tramway, dura trois heures, délai qu'il fut possible de respecter grâce à un programme soigneusement établi.

On a attaché une grande importance au choix du revêtement qui devait souligner l'élégance de la passerelle, tout en utilisant un matériau non sujet à l'oxydation dans cette atmosphère corrosive.

Ce sont les architectes Suter & Suter qui furent chargés de la conception de l'ouvrage; la construction métallique fut confiée à la firme Buss, de Bâle; elle comporte un poids de 22 tonnes.

Fig. 382. Coupe transversale de la passerelle.



Le pont du Bourget sur la ligne de la Grande Ceinture à Paris ⁽¹⁾

Avant la guerre 1939-1945, la ligne d'Argenteuil à Juvisy de la Grande Ceinture franchissait les voies de la gare du Bourget au moyen de deux ouvrages métalliques biais : l'un de 67,33 m d'ouverture droite en cinq travées, dit ouvrage n° 36, situé au-dessus des voies Paris à Soissons (trains locaux et directs; l'autre de 7 mètres d'ouverture droite en une travée, dit ouvrage n° 36bis, au-dessus d'un chemin d'accès.

Au cours de leur retraite, fin août 1944, les Allemands firent sauter ces deux ouvrages. Le

premier tomba à plat sur les voies Nord par suite de la destruction de ses appuis; aucun de ses éléments déchiquetés n'était récupérable. Il en fut de même des éléments du deuxième tablier.

La reconstruction provisoire

Dès octobre 1944, la circulation ayant été rétablie sur la partie Nord de la Grande Ceinture par les ponts d'Epinay et de Pierrefitte, il fut décidé de rétablir également la partie Est afin d'assurer la liaison avec le Sud.

L'itinéraire par le Bourget et Neuilly-sur-Marne fut adopté comme comportant le minimum d'ouvrages à réparer.

(1) Cet article est adapté de l'étude de M. P. WIDMAN, Ingénieur principal, Chef de la Subdivision des Ouvrages d'Art et du Matériel Fixe de la Région Nord de la S.N.C.F., parue dans la *Technique Moderne - Construction*, No 2/1950.

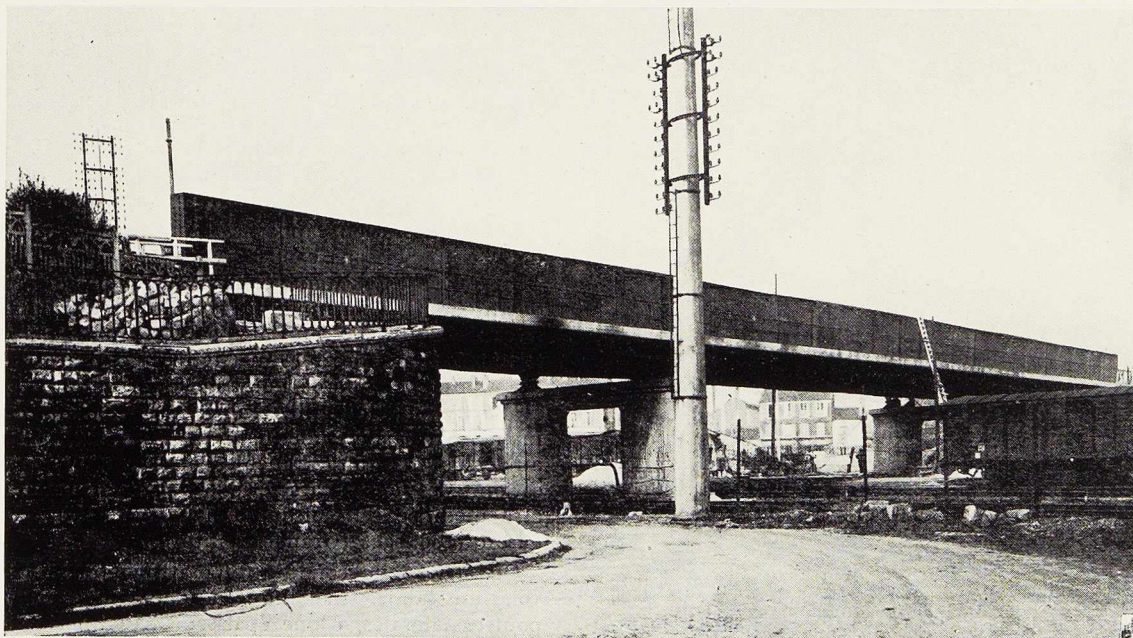


Fig. 383. Vue d'ensemble du pont du Bourget sur la ligne de la Grande Ceinture à Paris.

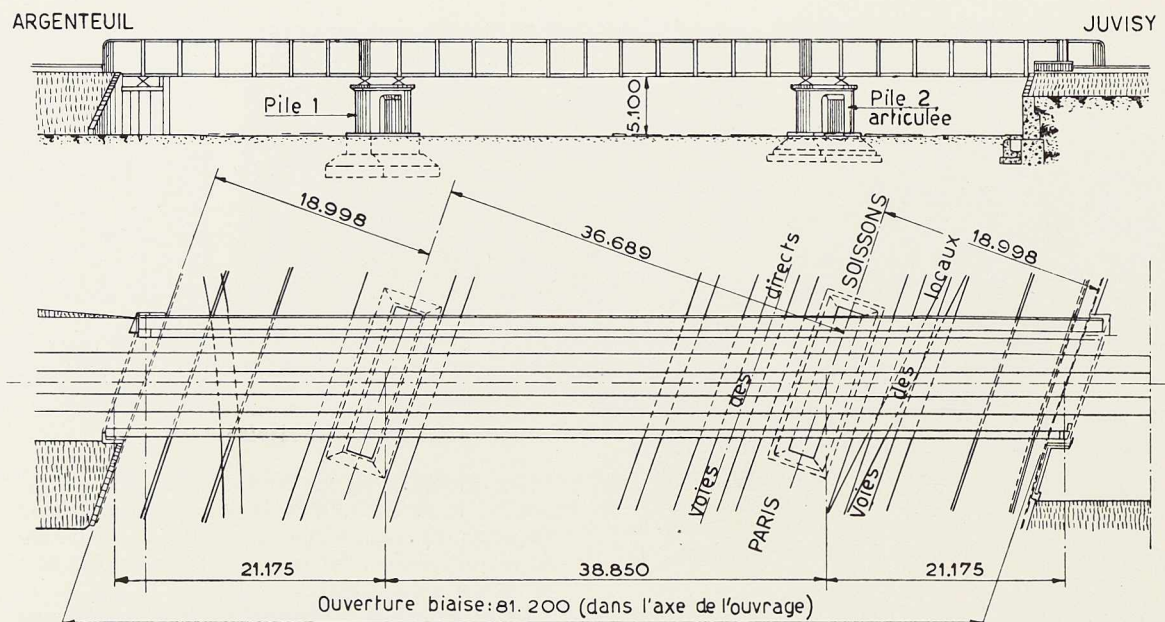


Fig. 384. Elévation et plan du pont du Bourget.

La reconstruction définitive devant demander un long délai, un ouvrage provisoire en I laminés comportant sept travées et reposant sur palées en bois fondées sur maçonnerie, fut construit.

La présence, à une centaine de mètres, d'un ouvrage important, ne permit malheureusement pas de dévier provisoirement la voie pour laisser

libre, en vue de la reconstruction définitive, l'emplacement de l'ouvrage détruit et le pont provisoire dut être établi à cet emplacement.

La reconstruction définitive

Le projet de reconstruction définitive fut dressé par la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F. sur la base de trains d'avenir à 25 tonnes par essieu.

Les améliorations apportées au tracé des voies de Paris à Soissons conduisaient à remplacer les deux ouvrages existant avant destruction par un ouvrage unique comportant trois travées continues : une travée centrale de 38,65 m et deux travées latérales de 22,10 m (fig. 384). L'entre-axe des voies empruntant l'ouvrage était de 3,57 m et l'épaisseur disponible ramenée à 1,05 m, de manière à laisser une hauteur libre suffisante au-dessus des voies franchies en cas d'électrification. Ces deux caractéristiques ne pouvaient être modifiées en raison de la proximité de la gare du Bourget (Grande Ceinture).

On était donc conduit impérativement à prévoir un tablier métallique à deux voies et à poutres latérales, d'une épaisseur très inférieure à celle des ouvrages courants (ouvrages-types : 1,90 m pour un pont métallique avec dalle en

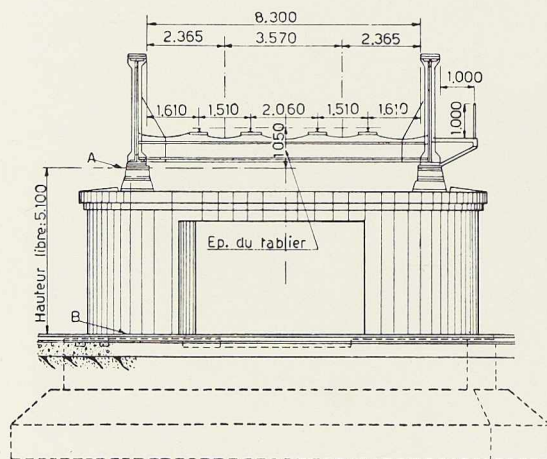


Fig. 385. Coupe transversale.



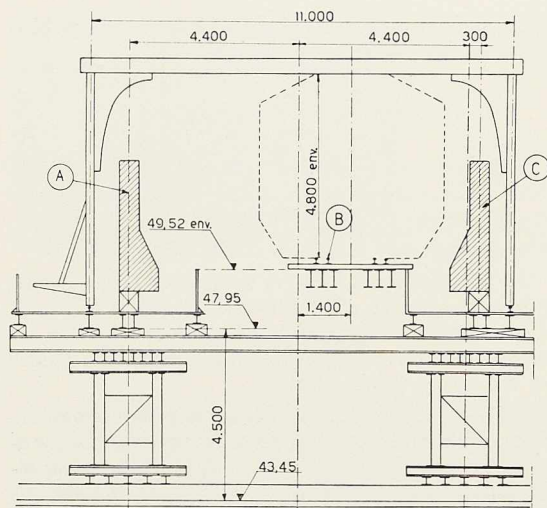


Fig. 386. Exhaussement de l'ouvrage provisoire. Coupe sur le plancher de travail :

A. Poutre côté Paris, montée à son emplacement définitif; B. Voie en service exhaussée de 0,60 m environ; C. Poutre côté Soissons, à riper de 30 cm vers Paris.

béton armé et pose de voie sur ballast, 1,45 m pour un pont entièrement métallique).

Le problème fut résolu en constituant le tablier par une dalle, en poutrelles H55 enrobées avec pose directe des rails sur l'enrobement, supportée par deux poutres latérales à âme pleine, de 2,95 m de hauteur dont 1,90 m au-dessus du niveau du tablier (fig. 385).

Le poids de la dalle évite les contrepoids aux abouts qu'eût nécessités un tablier de type normal pour parer au battement des appuis. L'importance des efforts conduisit par contre à prévoir l'emploi d'aciers durs d'origine anglaise disponibles sur les parcs S. N. C. F. Une passerelle de service de 1 mètre de largeur est accolée à la poutre côté Soissons.

Le tablier repose sur les anciennes culées extrêmes remises en état et sur deux piles intermédiaires en béton armé entièrement neuves. L'appui fixe est situé sur la pile côté Argenteuil. Il est constitué par un appareil type classique (réaction 900 t environ). Les appuis sur culées mobiles : appuis à glissement côté Argenteuil, appuis à rouleaux côté Juvisy.

Sur la pile côté Juvisy, il n'a pas été possible de disposer des appuis à rouleaux en raison de l'importance des réactions et de l'exiguïté des maçonneries. En conséquence, il a été prévu des appuis fixes identiques à ceux côté Argenteuil,

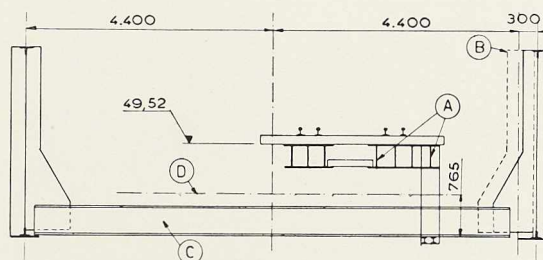


Fig. 387. Mise en place des entretoises et ripage de la poutre côté Soissons :

A. Poutre à ajouter pour accrocher les entretoises; B. Poutre à riper; C. Entretoises en poutrelles à larges ailes à mettre en place par dessous; D. niveau supérieur du béton.

la pile étant articulée à la base pour former appui pendulaire. Toutefois, le tablier formant un angle de 109° environ avec l'axe de cette pile, le déplacement longitudinal de dilatation imposait aux poutres un déplacement transversal incompatible avec la raideur de la dalle, malgré sa faible amplitude (4 mm environ). On fut amené à compléter le dispositif en plaçant sous les appareils des plaques de caoutchouc d'une souplesse suffisante pour absorber le déplacement par cisaillement.

Les caractéristiques mécaniques de ces plaques ont été déterminées par des essais de cisaillement effectués sous les charges de service sur des nuances diverses. Finalement, les plaques retenues, susceptibles de travailler à 80 kg/cm² avec une déformation verticale de l'ordre de 6 mm, ont été réalisées avec une épaisseur de 40 mm et une dureté Shore A 52°.

Exécution

L'obligation signalée plus haut où l'on s'est trouvé d'établir l'ouvrage provisoire à l'emplacement même de l'ouvrage définitif a entraîné des phases d'exécution particulièrement délicates en raison, d'une part, de la nécessité de ne pas gêner la circulation sur l'ouvrage provisoire, d'autre part, de l'intense circulation des trains sur la ligne Paris-Soissons située sous celui-ci et de la grande vitesse de beaucoup d'entre eux.

Les phases d'exécution sont brièvement résumées ci-après (fig. 386) :

1° Exhaussement de 0,68 m de l'ouvrage provisoire et des voies aux abords afin de permettre de travailler sous celui-ci sans interrompre la circulation des trains;

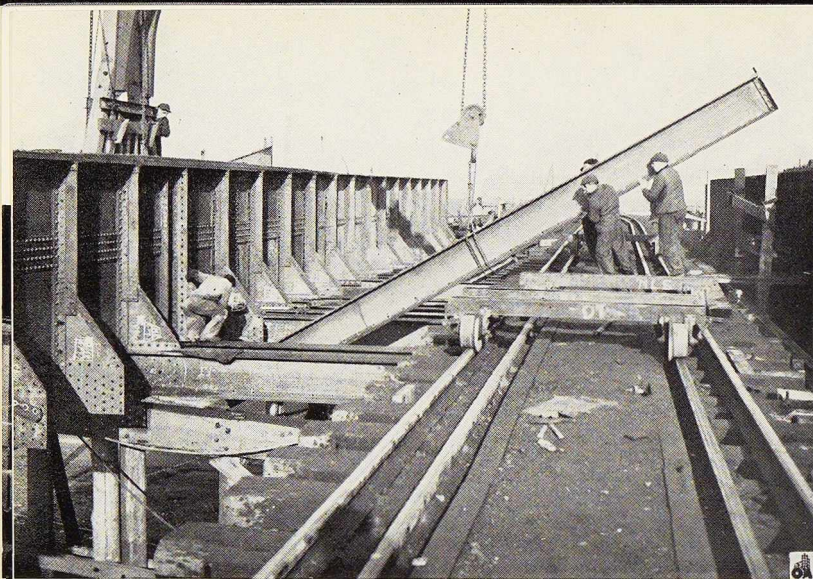


Fig. 388. Passage des entretoises entre palées et sous le tablier provisoire.

2° Renforcement des palées de l'ouvrage provisoire : établissement de palées métalliques d'échafaudage et d'un plancher de travail en laminés et madriers;

3° Etablissement d'un chemin de roulement et d'un portique mobile de montage dégageant le gabarit des trains;

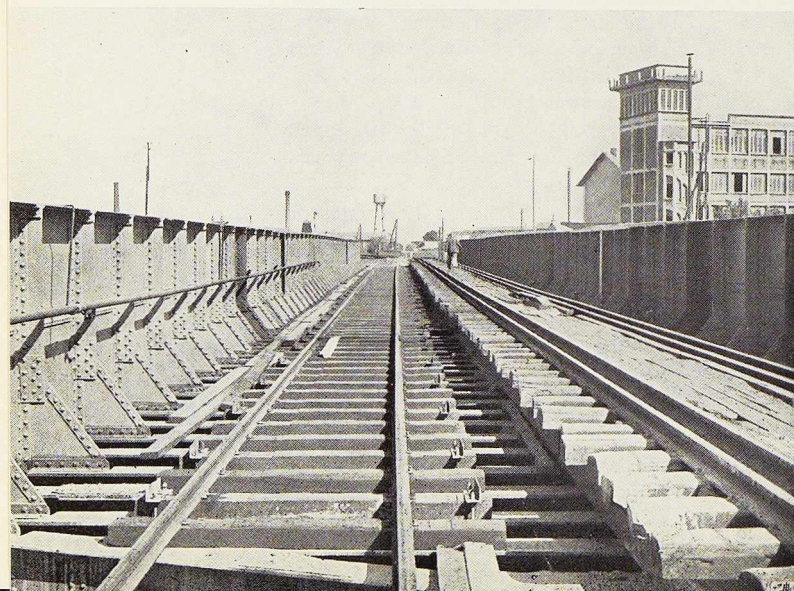
4° Montage à son emplacement définitif de la poutre principale côté Paris.

Montage de la poutre principale côté Soissons à 0,30 m environ de son emplacement définitif et vers Soissons afin de permettre le montage des entretoises par en dessous;

5° Dépose du plancher de travail;

6° Descente simultanée des deux poutres principales pour permettre la pose et l'emboîtement des entretoises au-dessous du tablier provisoire en service;

7° Passage entre palées, et sous tablier provisoire, des entretoises, à l'exception d'une douzaine situées au droit des palées supportant l'ouvrage en service, boulonnage sur la poutre côté Paris et épinglage sur laminés de montage de leur about côté Soissons (fig. 387 et 388);



8° Ripage de la poutre côté Soissons vers Paris pour permettre l'emboîtement et le boulonnage des entretoises;

9° Ripage des entretoises sur les poutres;

10° Ripage vers Juvisy et suivant sa longueur du tablier provisoire et établissement vers Argenteuil d'un tablier d'approche afin de permettre la reconstruction des parties supérieures des culées et des murs garde-grève;

11° Pose du tablier provisoire sur les entretoises du pont définitif et suppression des palées d'appui du pont provisoire afin de libérer l'emplacement des piles définitives; construction de ces piles;

12° Pose de la douzaine d'entretoises situées au droit des palées (voir § 7°);

13° Pose d'une voie provisoire, côté Paris, sur les entretoises du pont définitif (fig. 389);

14° Dépose du pont provisoire;

15° Pose d'une voie provisoire, côté Soissons, sur les entretoises du pont définitif;

16° Mise à niveau et sur appuis du tablier définitif.

Par suite de restrictions budgétaires, les travaux ont été arrêtés à cette phase d'exécution.

Ils seront repris lorsque les conditions financières se seront améliorées et comprendront les opérations suivantes :

17° Confection de la demi-dalle en béton armé, côté Soissons;

18° Enlèvement de la voie, côté Paris, et report de la circulation sur côté Soissons à voie unique;

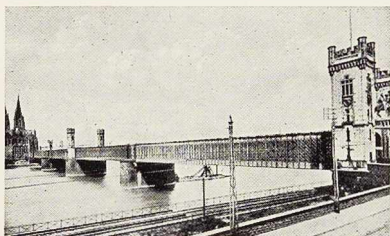
19° Confection de la demi-dalle en béton armé, côté Paris;

20° Pose de la voie définitive côté Paris.

Les entreprises qui ont exécuté les travaux sont :

- Pour la maçonnerie, l'Entreprise Fayolle.
- Pour le métal, les Etablissements Moisant, Laurent, Savey.

Fig. 389. Pose d'une voie provisoire côté Paris sur les entretoises du pont définitif.



La reconstruction du pont Hohenzollern, à Cologne (1)

Avant la deuxième guerre mondiale, il y avait à Cologne quatorze ponts-rails sur le Rhin; tous ont été détruits au cours des hostilités. Le plus important de ces ouvrages était le pont de Hohenzollern en face de la Cathédrale, reliant la gare centrale avec Deutz.

Le trafic ferroviaire empruntant ce pont est passé de 168 trains par jour pour la période 1859-1911 à 410 trains en 1948.

La remise en service de ce pont eut lieu le 9 mai 1948. Sa capacité maximum était de 440 trains par jour; il était destiné au trafic des voyageurs. La reconstruction du pont Hohenzollern a permis de réintégrer le nœud ferroviaire de Cologne dans le trafic international.

(1) Cet article constitue une adaptation de l'étude de M. l'Oberreichsbahnrat R. SCHAU, parue dans la revue *Die Bautechnik*, No 1/1950.

Les photographies qui l'illustrent nous ont été obligeamment communiquées par M. Schau.

La vignette ci-dessus (fig. 390) montre une vue de l'ancien pont en treillis dénommé « Dombrücke ».

Historique

A l'emplacement du pont Hohenzollern actuel, il existait dès le IV^e siècle un pont en pierre, construit sous la direction du Général romain Constantin, en vue de la conquête de la Gaule. Cet ouvrage fut détruit au milieu du X^e siècle.

Vers 1855 fut érigé, au même emplacement, le Pont de la Cathédrale, Dombrücke, d'un coût total de 2 930 000 florins. Ce fut le premier pont métallique sur le Rhin; il se composait d'un pont-rails à double voie et d'un pont-route adjacent. Du type en treillis, le pont comportait quatre travées égales de 100 mètres d'ouverture (fig. 390). A peine cinquante années après son inauguration il s'est avéré insuffisant pour le trafic de l'époque. Pour remédier à cette situation, il fut décidé de construire un nouveau pont. L'ouvrage qui a reçu le nom de Hohenzollern comportait trois tabliers dont deux tabliers aval jumelés (indépendants) pour le trafic ferroviaire. Les travaux présentèrent de nombreuses difficultés et exigèrent quatre années (1907-1911) car

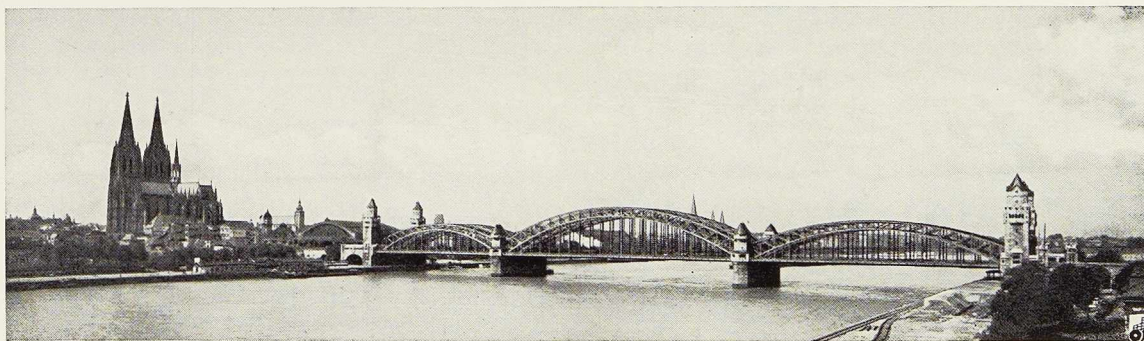


Fig. 391. Vue d'ensemble du pont Hohenzollern sur le Rhin à Cologne.

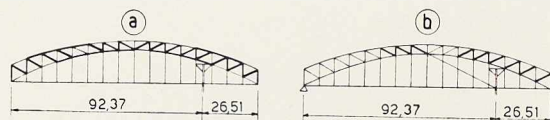


Fig. 392. Représentation schématique montrant les éléments nécessitant un renforcement (en traits gras) par suite du porte-à-faux partiel, sans (a) ou avec (b) tirant.

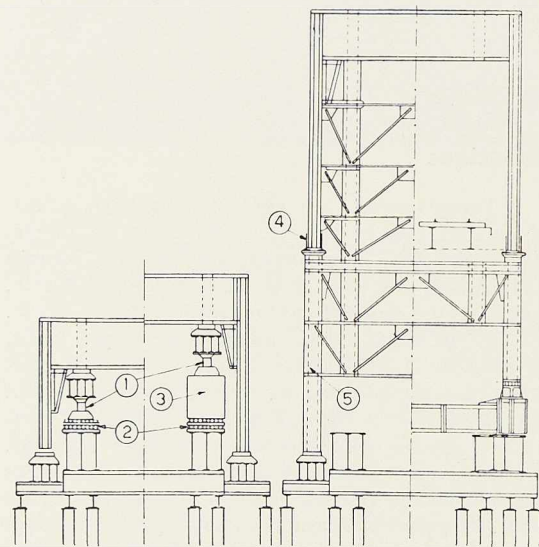


Fig. 393. Dispositif de soulèvement :

1. Vérin hydraulique; 2. Roulement; 3. Poutre support;
4. Tirant; 5. Appuis extérieurs.

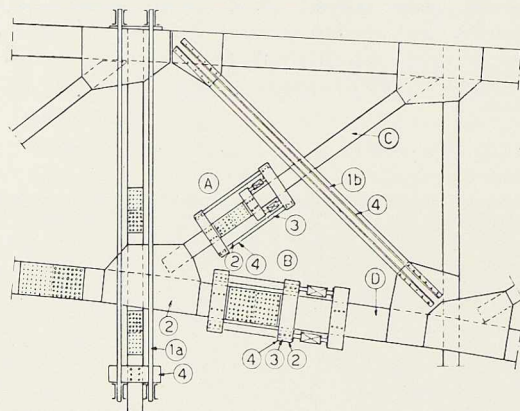


Fig. 394. Dispositif utilisé pour le remplacement d'un nœud inférieur :

- 1a. Suspente pour le tablier; 1b. Diagonale auxiliaire;
2. Nouveau nœud et fixation des dispositifs de tension des barres; 3. Mise sous tension des barres; 4. Démontage de la diagonale auxiliaire et des dispositifs de mise sous tension des barres. A. Dispositif de mise en compression; B. Dispositif de mise en tension.

on ne pouvait pas interrompre le trafic. Les frais de reconstruction s'élevèrent à 13 300 000 marks-or.

Pour tenir compte des desiderata du service de navigation, on ne construisit que deux piles en rivière, de $8,50 \times 55$ mètres, fondées sur caissons.

Les trois ouvertures sur rivière ont été franchies par des arcs en treillis à deux rotules de portées respectivement égales à 118,88 m, 167,75 m et 122,56 m.

Le pont avait été conçu pour une charge du type A (charge par essieu : 17 t); il dut être renforcé en 1932 pour se réadapter aux charges du type E et le renforcement nécessita 1 100 tonnes de matériaux. Le coût de ces travaux était de 1 200 000 RM.

En 1944, l'ouvrage fut légèrement endommagé par suite de bombardement. L'année suivante, en mars, 1945, de nouveaux dégâts furent occasionnés par l'artillerie anglo-saxonne puis, le 6 mars 1945, les troupes allemandes en retraite firent sauter le pont. Les deux piles en rivière s'écroulèrent, entraînant la travée centrale d'une hauteur de 14 mètres. Les travées latérales restèrent sur leurs appuis de rive (fig. 396). Cette masse de 17 300 tonnes d'acier constitua, avec les piles écroulées, un obstacle infranchissable pour la navigation.

Le premier problème posé consistait donc à déblayer (partiellement par dynamitage) la passe navigable pour permettre le passage des péniches charbonnières. Le passage fut rapidement rétabli, bien que ce soit au détriment des travaux ultérieurs.

Projets de travaux de reconstruction

La direction des chemins de fer de Cologne chargea la « Brückenbauanstalt Stahlbau », de Rheinhausen, des travaux de reconstruction.

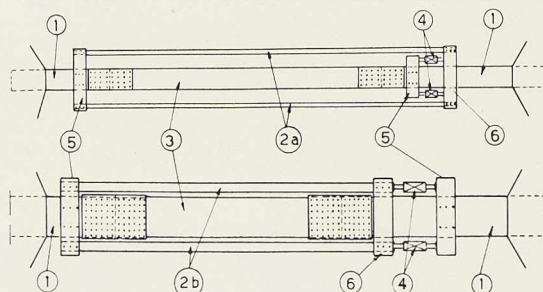


Fig. 395. Dispositifs de mise sous tension des barres (compression et traction) :

1. Barre; 2a. Barres auxiliaires de traction; 2b. Barres auxiliaires de compression; 3. Nouvel élément; 4. Vérins;
5. Traverse fixée sur la barre; 6. Traverse mobile.



Cette société exécuta également le reste des travaux de déblaiement avec l'aide de bigues flottantes et de scaphandriers. Le fait d'avoir confié ces deux opérations à la même firme présentait par la suite de nombreux avantages. Quant aux travaux de fonçage des piles provisoires et de construction de brise-glace, ils furent confiés aux firmes Grün & Bilfinger et H. Butzer.

L'examen approfondi de l'état des travées latérales donna lieu aux constatations suivantes :

Les entretoises, portiques et appuis tombés en rivière étaient fortement endommagés;

Le tirant et le tablier avaient subi des dégâts importants;

Les maîtresses-poutres avaient subi des déformations inégales; les autres éléments n'avaient guère souffert.

Nulle part on ne constata des fissures ou des ruptures. La travée rive droite présentait un flambement au tiers de sa longueur.

Suite à ces constatations et après relevage et remplacement des éléments defectueux, il fut décidé, compte tenu d'une part de l'impossibilité de se procurer les matériaux nécessaires pour une nouvelle travée centrale, d'autre part de la faculté de disposer du matériel militaire SKR, de prévoir en premier lieu une travée centrale provisoire. Cette solution était la plus apte pour une reconstruction rapide.

En ce qui concerne le tablier aval (pont-route), la travée rive gauche fut jugée seule réutilisable. Après démontage et remise en état par les Ateliers Demag, elle fut réutilisée à Duisbourg avec une largeur de tablier plus grande. Pour répondre au besoin d'une liaison entre les deux rives, on adopta un trottoir en encorbellement côté aval d'une largeur de 2,25 m.

En ce qui concerne la travée latérale du deuxième pont-rails, aucune décision définitive n'a été prise.

En vue de réduire le plus possible le délai de remise en service, on dut abandonner le réemploi des fondations en rivière existantes, ce qui aurait exigé le déblaiement et la reconstruction du fût en maçonnerie et on décida de construire des piles provisoires en dehors des fondations existantes.

La passe navigable imposée était de 114 mètres; la portée de la travée auxiliaire était de 168 mètres. Compte tenu des débris des piles existantes et des possibilités techniques du système SKR, on disposa de deux piles auxiliaires à 120 mètres d'écartement avec un porte-à-faux de chaque côté de 24 mètres. Le même problème se présentait d'ailleurs pour les travées latérales. La figure 398 montre la solution adoptée



Fig. 396. Etat des destructions du pont de Hohenzollern en mars 1945.

Travaux de préparations

Les travaux préliminaires de déblaiement des fondations s'avérèrent difficiles et longs par suite des débris de toutes sortes qui jonchaient le lit du fleuve. Il en résulta des modifications notables par rapport au plan prévu et un retard qui ne put être regagné qu'en accélérant les travaux de la superstructure métallique.

Les piles auxiliaires pour les travées latérales sont constituées par des cadres métalliques pendulaires : pour les travées centrales, elles sont constituées par des chevalets métalliques reposant, par des semelles métalliques, sur pieux métalliques (fig. 397). Le choix du matériau pour ces semelles fut régi par le facteur temps. C'est dans le même esprit que les éléments supérieurs de ces chevalets, d'un poids de 120 tonnes, furent assemblés sur la rive et mis en place par des bigues flottantes malgré les fortes eaux.

On utilisa 214 pieux tubulaires Krupp Kp 24, d'une épaisseur de parois de 10 mm (45 pieux

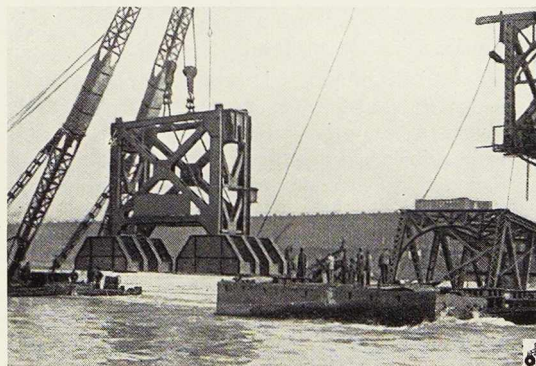


Fig. 397. Mise en place par bigue flottante d'un tronçon de pilier.

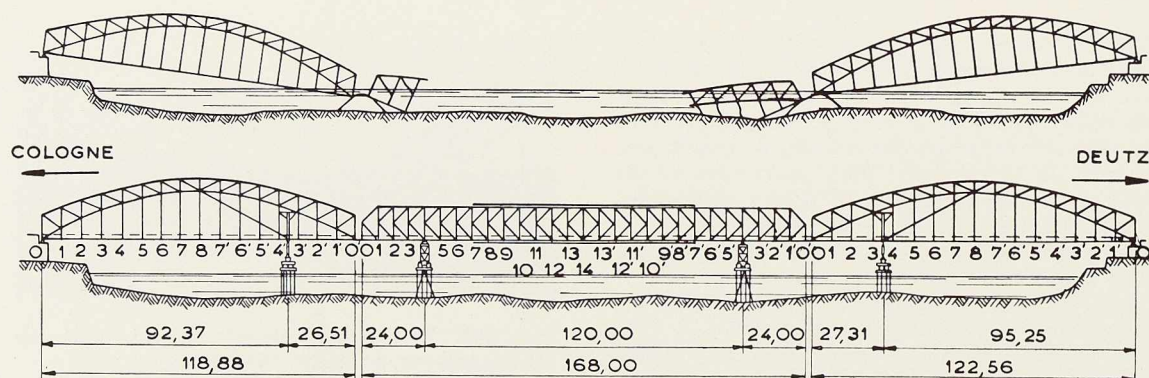


Fig. 398. Elévation du pont de Hohenzollern montrant les éléments renforcés pour la travée centrale et les tirants pour les travées latérales.

de 21 mètres pour chacune des piles des travées latérales) et respectivement 68 et 56 pieux de 24 à 30 mètres pour la travée centrale, chaque pieu a été battu sans pointe et ouvert dans son extrémité inférieure; ensuite, pour réduire le danger de flambage, l'intérieur fut rempli d'un béton maigre.

La charge maximum admise pour les pieux est de 95 tonnes sous les sollicitations principales et de 45 tonnes sous l'influence des sollicitations additionnelles (traction).

La profondeur de battage fut déterminée par la formule de Dörr. Le battage fut effectué par les moyens suivants :

- a) Un mouton ordinaire de 4 tonnes, d'une hauteur de chute de 1,10 m (énergie 4,4 t.m);
- b) Un mouton à cadence rapide, type VR 20 de 0,7 t, d'une hauteur de chute de 0,4 m (énergie 1,0 t.m);
- c) Un mouton à cadence rapide, type VR 28 de 1,4 t, d'une hauteur de chute de 0,4 m (énergie 2,0 t.m).

Chaque type de mouton fut utilisé suivant la nature du sol et la profondeur.

Pour le battage des pieux de la pile gauche de la travée centrale, de nombreuses difficultés imprévues se sont présentées par suite de la présence de débris métalliques incrustés dans le sol à plusieurs mètres de profondeur. Ces débris avaient été projetés à cet endroit par suite des explosions de déblaiement et ensuite recouverts par le courant. Il fut nécessaire de compléter la fondation par une semelle additionnelle. Ces travaux furent effectués à l'abri d'un batardeau en palplanches métalliques. On utilisa de même des pieux Kp 24 pour les brise-glace.

L'ensemble des pieux battus comporta un poids d'acier d'environ 830 tonnes.

Constructions métalliques

a) Levage des travées latérales

Le relevage fut exécuté par un portique prenant appui sur les fondations de la pile. La rotation fut effectuée autour des appuis de la culée de rive. Le levage s'effectua par des vérins hydrauliques en six étapes, chacune comportant une levée de 2,0 à 2,5 m de hauteur, soit une hauteur totale de 14 mètres. L'effort théorique de levage était de 1 600 tonnes (1 400 t poids mort + 200 t engin de levage).

La charge transmise à la pile est de 3 200 tonnes. Pour transmettre une telle charge on fonda une nouvelle série de pieux. Après cette consolidation avec leur croisillonnement, l'infrastructure put être fixée définitivement sur ses appuis pendulaires.

Changement de sollicitations par suite du déplacement de l'appui

Une des originalités du travail est due au fait que le déplacement de l'appui modifia les conditions statiques des travées latérales. Des sollicitations très importantes ont pris naissance tout spécialement dans les semelles inférieures. Les barres étaient à peine suffisantes pour reprendre les poids morts et il aurait été nécessaire de renforcer chaque poutre principale par quarante-deux barres, solution à rejeter pratiquement. Cette difficulté fut surmontée par un tirant précontraint visible à la figure 392 reliant le point d'appui sur la palée provisoire à la clef de l'arc. Cette solution réduisit le nombre d'éléments surchargés à quatorze. La précontrainte susmentionnée de 250 tonnes fut réalisée par des vérins hydrauliques. Des mesures par extenso-





Fig. 399. Pont de Hohenzollern après sa reconstruction en 1945.

mètres dans les barrages avoisinants permirent de constater la concordance entre les calculs et les déformations réelles.

b) Mise en état des travées latérales

La remise en état des divers éléments plus ou moins endommagés ne put se faire que moyennant des procédés spéciaux, que l'on va rapidement décrire.

Dégâts de peu d'importance

Les trous d'une importance moindre de 30 mm ont été réalisés, fermés par rivets et consolidés par soudure. Pour les dégâts plus importants, on redressa certains éléments réutilisables, on découpa d'autres et on alésa les trous pour les refermer par des fourrures s'adaptant exactement. Les réductions de sections furent compensées par des éléments complémentaires choisis conformément aux prescriptions concernant le renforcement des ponts existants, à l'état de repos.

Ces éléments participent donc uniquement aux efforts produits par le poids mort des surcharges.

Dégâts aux barres et nœuds

Le remplacement des éléments dut se faire sans pouvoir annuler l'effort du poids mort. Un dispositif à vérins fut intercalé pour annuler l'effort dans l'élément à remplacer. La figure 395 montre clairement le dispositif utilisé.

En ce qui concerne le remplacement d'un nœud inférieur, la suite des opérations est indiquée sur la figure 394. Après avoir fixé la suspente au nœud supérieur (1a) et introduit une diagonale auxiliaire (1b) pour constituer un arc à trois rotules, on a découpé le nœud endommagé pour le remplacer par un nouvel élément. Un effort de précontrainte, identique à celui décrit plus haut, permit de réaliser les joints sans y introduire des tensions. A la suite de ces opérations on put de nouveau enlever la diagonale auxiliaire (1b).

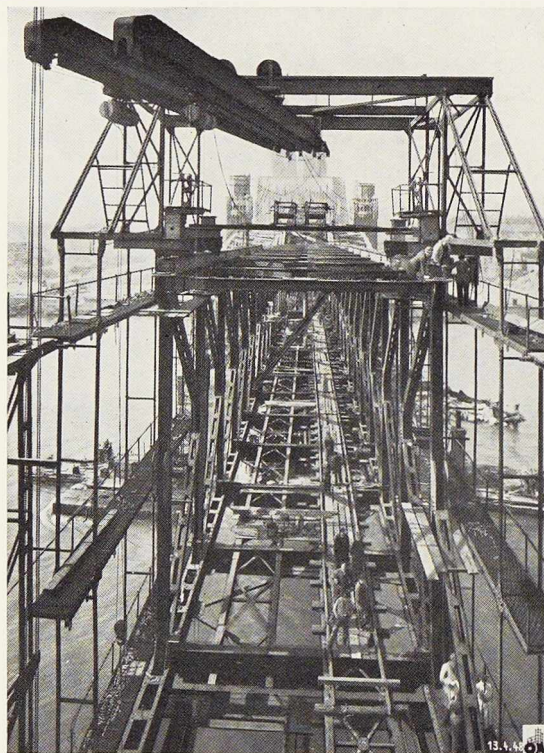


Fig. 400. Vue d'enfilade du pont prise en cours de montage.

c) Construction d'une travée centrale

Pour cette travée centrale, on conçut une construction du type SKR à tablier inférieur. La grande portée (120 m), combinée avec la nécessité d'avoir une voie double, impose une poutre à hauteur double à condition d'utiliser le type de treillis en K et en dédoublant les sections de certains éléments.

Une disposition spéciale fut également nécessaire pour la liaison des bras en porte-à-faux des travées latérale et centrale. Elle fut réalisée par des éléments auxiliaires reliant les deux travées de 14 mètres de longueur en poutrelles PN 100 (fig. 398). La portée réelle en porte-à-faux de la travée centrale n'est donc que de 12 mètres. Les deux derniers cadres 0 et 1 ne sont prévus qu'au point de vue esthétique.

On utilisa des éléments SKR standards pour tous les éléments à l'exception des entretoises d'une poutre à deux voies réalisées en poutrelles PN 100, des nœuds et montants centraux.

Montage

La navigation ne permettait pas l'établissement de piles en rivière; aussi dut-on concevoir la construction en porte-à-faux en partant de chaque rive. Un pont de service, d'un poids propre de 70 tonnes, fut d'abord fixé entre la pile et l'extrémité de la travée latérale. Sur ce pont furent montés les éléments 0 à 4; le point 0 étant ancré, le montage en porte-à-faux put commencer sur une longueur de 60 mètres. En général, les ponts SKR, prévus comme ponts auxiliaires, n'ont guère de pente. La flèche due à la charge permanente et le jeu doit donc être compensé par des traverses qui, dans le présent cas, auraient dû être de grande hauteur. Pour l'éviter, on donna une pente en prévoyant, pour l'élément central, des barres non standard. Le point 0 fut ancré à 35 centimètres en dessous de son niveau définitif.

Après la réalisation du joint central, on libéra l'ancrage du point 0; la différence entre ce niveau et celui relevé après un service intensif d'une année est inférieure à 1 centimètre.

Partout où le temps le permettait, les boulons furent remplacés par des rivets avant la mise en service du pont.

Superstructure

Pour la pose du tablier, il fut nécessaire de tenir compte des flèches importantes qui atteignaient jusqu'à 18 centimètres à l'extrémité de la travée latérale. La mise à niveau des traverses fut réalisée par des tôles d'acier jusqu'à 4 centimètres et par des tôles d'acier et cales en bois au delà

Pour la travée centrale, le tablier fut posé sans fourrure, vu les faibles dénivellations. Les rails furent assemblés par soudure à l'exception d'un joint de dilatation au-dessus des points 2 et 2'.

Epreuves

Le train de charges fut constitué par une locomotive P 46.19 (poids : 7,6 t/m) remorquant des wagons d'un poids de 3,5 t/m.

On releva :

- a) Les flèches aux différents points;
- b) L'enfoncement des quatre piles;
- c) Les tensions dans diverses barres.

La concordance entre les résultats des calculs et ceux des essais fut très satisfaisante. Ces résultats se sont avérés satisfaisants et après un service intensif d'une année, l'enfoncement des piles a été insignifiant.



Sven Thaulow,
Ingénieur M. N. I. F.

Emploi de pieux métalliques en Norvège

En Norvège, depuis quelques années, on fait usage, sur une grande échelle, de pieux métalliques.

A Oslo, le sol est très mauvais et de nombreux bâtiments sont fondés sur pieux dont certains atteignent des longueurs jusqu'à 50 mètres.

En général les pieux sont faits de poutrelles à larges ailes ou de deux cornières soudées. Lorsqu'on a affaire à un sol agressif les pieux sont protégés par un enduit de ciment armé d'un treillis.

Parmi les travaux récemment exécutés dans la capitale norvégienne, on peut citer les fondations d'une grande halle de magasin destiné à la « Slemmestad Cement Fabrik » dont les dimensions sont les suivantes : longueur : 180 mètres, largeur : 31 mètres, hauteur : 26 mètres environ.

Ce bâtiment servira à emmagasiner les matières premières destinées à la fabrication du ciment telles que : pierres calcaires, plâtre, quartzite, briques vitrifiées et éventuellement du charbon.

La halle des moulins et la salle des machines, qui seront construites plus tard, communiqueront directement avec les magasins.

Les fondations des magasins comportent environ 1 700 mètres de poutrelles à larges ailes

Profil	Charge tonnes	Type	ø mm	I mm	b mm	A mm	B mm	t mm
DIN 14	34	1	70	250	5	310	270	28
DIN 16	46	1	70	300	6	310	300	28
DIN 18	52	1	80	280	7	340	310	28
DIN 20	66	2	90	350	7	370	360	30
DIN 22	72	2	90	350	6	390	370	30
DIN 24	88	2	90	350	7	430	410	32
DIN 26	96	3	100	350	8	450	430	32
DIN 28	115	3	100	400	9	500	500	38
DIN 30	123	3	100	420	9	500	500	38

Tableau donnant les dimensions des pieux et des plaques de couronnement. (voir fig. 401).

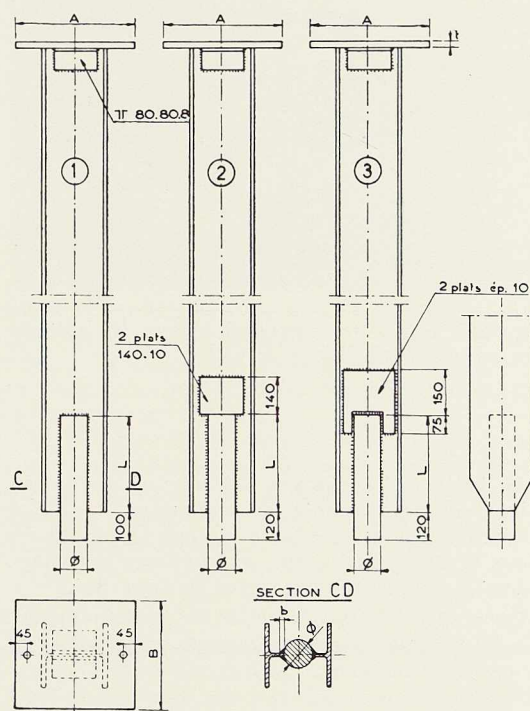


Fig. 401. Différents types de pieux métalliques employés à Oslo. (Pour les dimensions voir le tableau ci-contre.)

DIN 20 dont environ 80 % ont déjà été foncées. Les longueurs des pieux varient entre 4 et 23 mètres. Le sol est argileux et très peu consistant, avec une capacité portante inférieure à 1 tonne par m² ce qui faciliterait la pénétration des pieux dans le roc. Le roc est composé d'un schiste d'alun dont les couches en plusieurs endroits ont une inclinaison assez prononcée.



Fig. 402. Sonnette employée pour le battage des pieux métalliques à Oslo.

Le battage des pieux a été effectué au moyen d'une sonnette munie d'un mouton rapide à 200/275 coups à la minute. Quant la pointe du pieux arrive jusqu'au roc, on continue le battage jusqu'au moment où le refus devient nul.

On a cherché alors la cause de ce phénomène : il a été constaté que c'est la roche qui cédait sous la pression du pieux. On a modifié alors le procédé de battage en utilisant des moutons de 3,6 t à 140/225 coups à la minute.

On fonce d'abord les pieux jusqu'à la roche avec un mouton de 1,3 t et on continue le battage avec un mouton de 3,6 t. Les essais de charge des pieux battus de cette manière ont tous donné des résultats satisfaisants.

Certains pieux n'ont qu'une très faible fiche dans le roc tandis que d'autres présentent une pénétration importante. Une fois foncés, les pieux ont été soumis à des essais de charge. Ces essais ont montré que la capacité portante de certains pieux ne dépassait pas 40 à 50 tonnes.

Les raisons qui ont milité en faveur de l'emploi des pieux métalliques pour les fondations



Fig. 403. Exécution de l'entaille dans l'âme des poutrelles DIN 20 (voir figure 401, p. 287).

du bâtiment décrit ci-dessus peuvent être résumées comme suit :

1° Au cours des opérations de fonçage, on pouvait s'attendre à rencontrer des fondations anciennes dans lesquelles la pénétration des pieux métalliques serait plus facile que celle des pieux en béton;

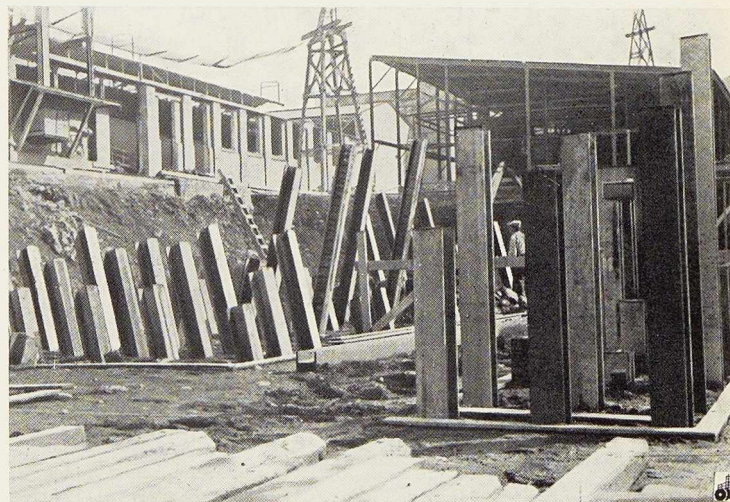


Fig. 404. Pieux métalliques après le battage.

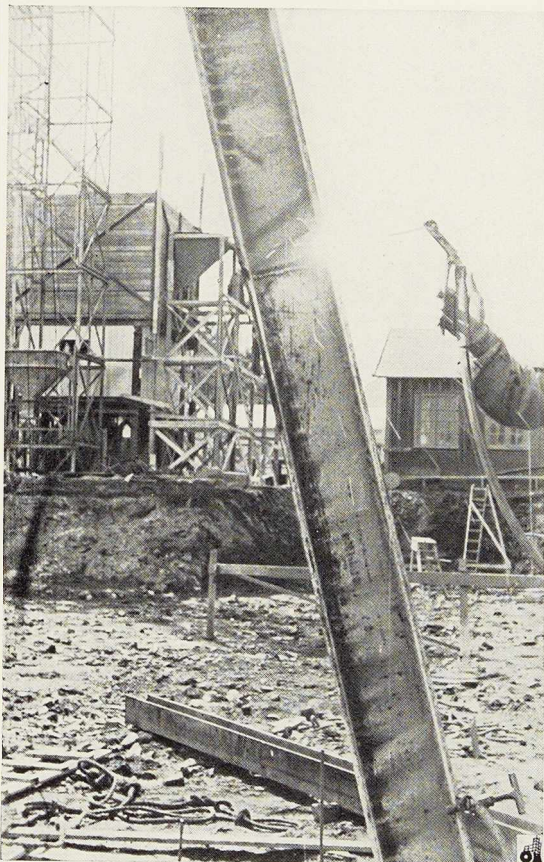


Fig. 405. Assemblage par soudure de deux tronçons d'un pieu métallique, dont la longueur totale dépasse 16 mètres.

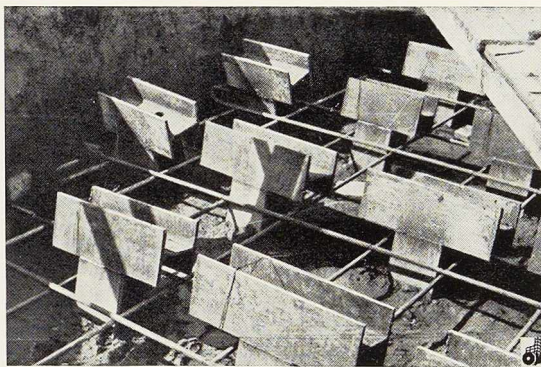


Fig. 406. Têtes de pieux en poutrelles à larges ailes.

2° Par suite des grandes dimensions des bâtiments à Slemmestad, il était intéressant de réduire la main-d'œuvre et le logement nécessaire pour les ouvriers;

3° On craignait que les pieux en béton amèneraient des soulèvements du sol environnant;

4° Les opérations de fonçage sont beaucoup plus rapides avec les pieux métalliques spécialement lorsqu'il s'agit de longueurs ne dépassant pas une vingtaine de mètres.

En ce qui concerne l'avancement des travaux, on fonçait en moyenne environ 130 mètres courants de pieux par jour.

Le tonnage d'acier mis en œuvre pour l'exécution des fondations sur pieux métalliques du magasin central de la « Christiania Portland Cement Fabrik » à Slemmestad, s'est élevé à 1 000 tonnes environ.

Articles à paraître prochainement :

La Foire Internationale de Liège.

Reconstruction du pont-rails de Piacenza (Italie).

Hangar métallique de l'aéroport de Kloten (Suisse).

Les Journées de la Métallurgie à Liège.

Construction d'un grand garage à Merlebach (Lorraine).

La nouvelle usine de la S. A. « Officine Boss », à Milan (Italie).

Calcul des portiques continus, par Edm. ROLAND.

Réflexions concernant l'établissement de prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier, par Ch. MASSONNET.



Fig. 407. Vue du pylône de la nouvelle station de télévision des Midlands (Grande-Bretagne), prise en cours de montage.

Photo Keystone.



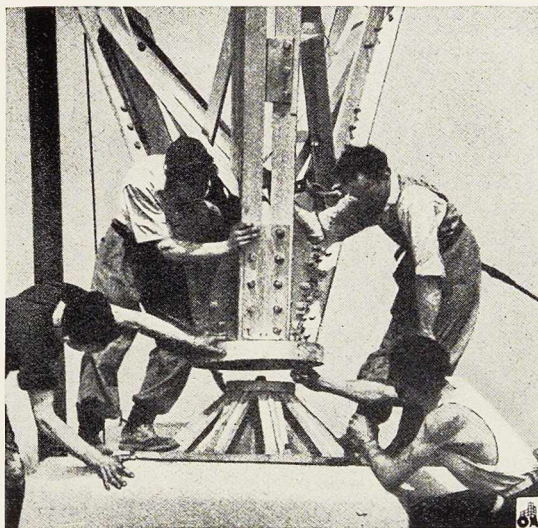


Fig. 408. Mise en place du premier tronçon du pylône.

Pylône de télévision des Midlands de la B. B. C.

La *British Broadcasting Corporation* (B. B. C.) a érigé récemment, à la nouvelle station de télévision des Midlands, un pylône de 228,75 m de hauteur dont la construction fut étudiée et réalisée par la *British Insulated Callender's Construction Company*.

Cette station de télévision a été mise en service le 17 décembre 1949. Elle dessert près de 6 millions d'habitants de la région des Midlands dans un rayon de 80 km autour de Birmingham.

Le pylône se compose de trois parties et le projet répond aux spécifications générales de la B. B. C.

Le tronçon de base, du type en treillis, a une hauteur de 183 mètres et une section triangulaire de 2,75 m de côté. Cette section a été choisie de préférence à la section carrée, pour rendre le montage plus facile et plus rapide. Cette première partie est surmontée d'un tronçon cylindrique de 1,98 m de diamètre et de 33,55 m de hauteur qui est pourvu de trente-deux ouvertures mesurant $2,45 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$, dont la présence est nécessaire pour les émissions radiophoniques. A une hauteur de 216,55 m la tour est stabilisée par des haubans ancrés au sol. Au-dessus de ces attaches, on trouve un tronçon de faible hauteur équipé de huit isolateurs. Le pylône complet, y compris le paratonnerre atteint une hauteur d'environ 229 mètres.

Les colonnes principales, disposées parallèlement, sont en acier à haute résistance; elles se composent de deux cornières standard à ailes inégales assemblées en forme d'étoile, avec les ailes les plus grandes inclinées à 60° , l'une par rapport à l'autre. L'emploi de l'acier à haute résistance a permis non seulement de diminuer le coût total de la construction, mais encore de réduire la surface totale des éléments métalliques frappés par le vent et par conséquent, la pression de celui-ci sur le pylône. Tous les assemblages ont été réalisés par boulons et l'ouvrage a été assemblé à terre et mis en place ensuite au moyen de derricks. La partie supérieure est formée d'une mince plaque en acier doux munie de raidisseurs et semelles convenablement choisis.

La partie supérieure du tronçon cylindrique forme une petite chambre dans laquelle est placé un appareil Diplexer; au-dessus se trouve une plateforme octogonale sur laquelle s'appuie la pointe du mât. Le pylône, qui renferme un système complexe de feeders de répartition, a été conçu et réalisé par la *Marconi Wireless Telegraph Company*; cette firme a également fourni deux feeders co-axiaux de 125 mm de diamètre, qui relient le bâtiment de transmission au Diplexer se trouvant à la partie supérieure.

Le poids total atteint 140 tonnes et la poussée

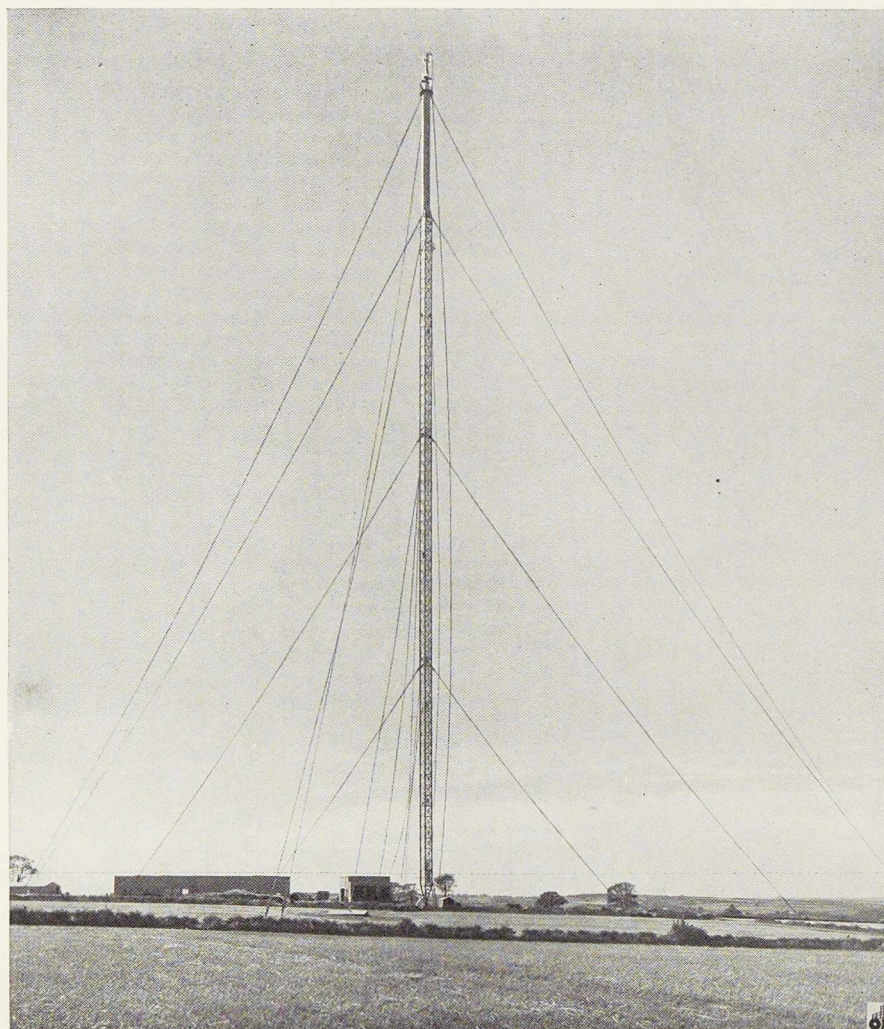


Fig. 409. Vue générale du pylône achevé.

maximum à la base est de 336 tonnes, y compris les composantes verticales de traction des haubans. Toute la construction métallique, dont la réalisation a été confiée à la *Horseley Bridge et Thomas Piggott Ltd*, a été galvanisée à chaud, après fabrication, la couche de zinc formée étant approximativement de 600 grammes par m^2 de surface. Cela constitue vraisemblablement la méthode pratique et efficace pour protéger une construction métallique contre la corrosion, permettant de supprimer toute peinture d'entretien pendant de nombreuses années.

Une vue générale du pylône achevé est donnée à la figure 409.

Le pylône est stabilisé par des haubans dis-

posés à 120° d'écartement. Ce sont des câbles en acier spécial donnant une résistance de rupture de 172-188 kg/mm^2 . Ils ont été fournis par la *Société Wrights Ropes* et possèdent de nombreux avantages dus à la concentration des fils ronds entourés par des fils d'une forme spéciale possédant un module de flexion élevé. Les haubans sont fixés à leur base par des cônes en acier.

Conformément aux spécifications de la B. B. C. tous les câbles ont un coefficient de sécurité de 4 par rapport à la charge de rupture dans les conditions les plus sévères, y compris une couche de glace de 12 mm d'épaisseur sur toute

la section du câble. On a tenu compte en même temps d'une pression du vent de $290 kg/m^2$ au sommet du mât.

Le pylône est pourvu d'un petit ascenseur électrique pour deux personnes, menant d'une plateforme située près de sa base jusqu'à un point voisin du pied du tronçon cylindrique. Le fonctionnement de cet ascenseur a posé aux constructeurs des problèmes difficiles en raison des charges mobiles dues au contre-poids.

La commande de l'ascenseur est assurée à partir d'une cabine extérieure; l'amenée des fils conducteurs vers l'ascenseur aurait en effet soulevé de nombreuses difficultés dans une telle construction en treillis.



N. Mironoff,
Ingénieur

L'application d'une nouvelle méthode d'essais micro- mécaniques des métaux aux essais de la soudure

On connaît toute l'importance d'une exploration minutieuse des propriétés physiques d'un métal soudé. Actuellement les recherches sont nombreuses pour étudier plus à fond les modifications qui se produisent dans un métal soudé et l'investigation de ses qualités mécaniques au voisinage immédiat de la soudure est un problème particulièrement important. La chauffe du métal, nécessaire pour la soudure, produit toujours des modifications structurales importantes, ce qui entraîne des changements aussi importants des qualités mécaniques.

La principale difficulté d'une exploration poussée des qualités mécaniques de la soudure réside dans la difficulté, sinon dans l'impossibilité, de prélever des éprouvettes pouvant servir pour les essais classiques.

En effet, pour pouvoir effectuer ces essais, on devrait prélever des éprouvettes de dimensions extrêmement réduites. Le découpage et surtout l'usinage de telles micro-éprouvettes étant déjà un problème assez délicat, les résultats de leurs essais sont toujours incertains. En outre, quelles que soient les dimensions de ces éprouvettes, leurs essais ne peuvent jamais être considérés comme étant des essais vraiment localisés.

Or, une exploration des qualités mécaniques de la soudure impose la connaissance exacte de ces qualités en un endroit bien déterminé, car la soudure modifie très brusquement l'état du métal et toutes ces modifications se localisent dans une bande comparativement étroite en suivant la ligne de la soudure.

Il est bien connu qu'actuellement seuls les essais de dureté (Brinell, Rockwell et similaires) peuvent satisfaire à cette condition. Mais les essais de dureté ne sont pas capables de fournir les

données suffisantes pour permettre de juger de l'ensemble des qualités mécaniques du métal.

Dans cet article nous nous proposons de démontrer l'importance des essais mécaniques localisés de la soudure, en attirant particulièrement l'attention sur l'intérêt que présente l'étude des qualités *plastiques* du métal à proximité de la soudure.

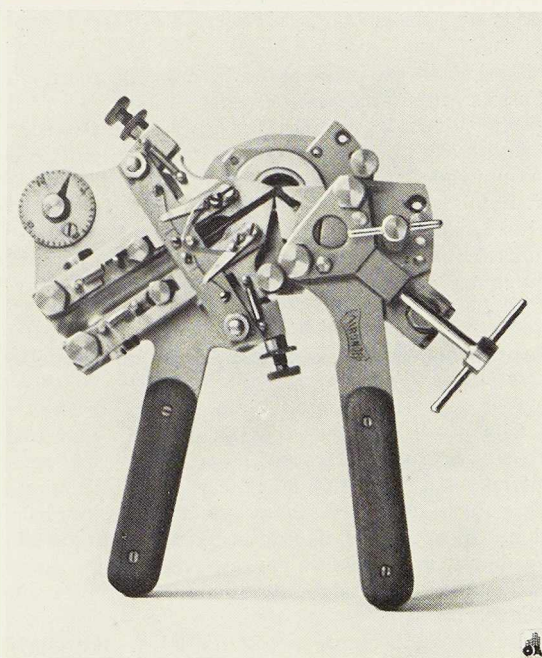


Fig. 410. Appareil Mironoff pour l'essai micro-mécanique des métaux. (Modèle portable.)

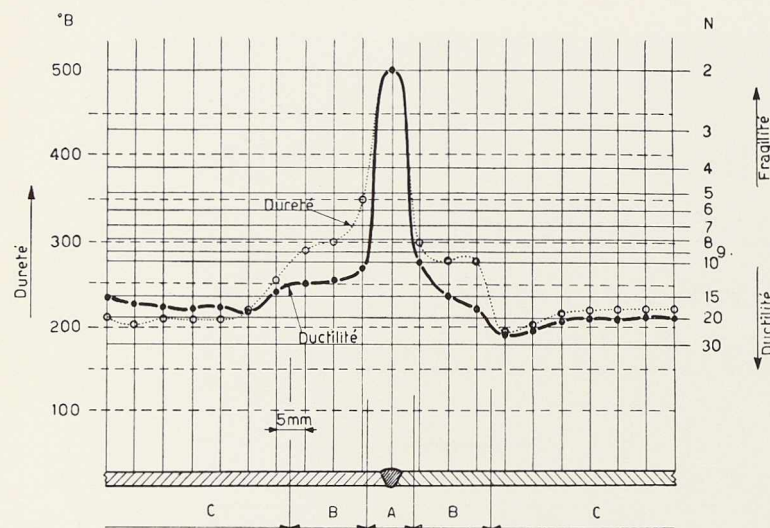


Fig. 411. Représentation conjointe des résultats d'essais de ductilité et de dureté.



Fig. 412. Macrographie montrant la structure du gros grain dans la zone A.

Un exposé du principe de la nouvelle méthode d'essais micro-mécaniques des métaux a été publiée dans le numéro 3/4-1945 de *L'Ossature Métallique*. Il n'est donc plus nécessaire de décrire la nouvelle méthode et les appareils d'essai. Toutefois, exclusivement dans le but de rendre plus facile l'interprétation des résultats d'essais, nous nous permettons de rappeler en résumé quelques particularités de la méthode.

Rappel sommaire du principe de la nouvelle méthode d'essais

La nouvelle méthode d'essais micro-mécaniques des métaux est basée sur le principe de pliages alternés. Jusqu'à présent cette méthode de pliage ne pouvait être utilisée que pour une appréciation très approximative de la plasticité du métal. Ce défaut avait comme cause principale les mauvaises conditions dans lesquelles s'effectuait le pliage.

Une série de recherches et d'études ont permis à l'auteur de rationaliser l'essai de pliage et de créer, de cette façon, une nouvelle méthode d'essai des métaux. La mise au point de la nouvelle

méthode a été effectuée par l'auteur au Laboratoire de Connaissance des Matériaux de l'Université libre de Bruxelles, où il a travaillé avec l'assistance du Fonds National de la Recherche Scientifique.

L'avantage de la nouvelle méthode, dans le cas de l'examen de la soudure, est qu'elle permet, d'un côté, d'effectuer les essais aussi localisés qu'on le voudrait, sans recourir pour cela à une taille spéciale ou même à une préparation soignée de l'éprouvette et, d'un autre côté, d'évaluer avec une grande précision la ductilité du métal, indépendamment de ses autres qualités. Or, comme l'expérience le montre, la connaissance des qualités plastiques de la soudure présente surtout un intérêt car c'est justement l'insuffisance de cette qualité qui est souvent la cause d'une soudure défectueuse, pouvant provoquer un accident.

Les essais locaux de la ductilité peuvent aussi donner des résultats très concluants s'ils sont combinés avec les essais de dureté. Dans ce cas, l'analyse devient encore plus complète et reflète bien les modifications structurales du métal soudé.

Nous donnons, dans ce qui suit, un exemple d'une telle analyse combinée de la soudure.

Description des expériences faites sur les échantillons d'acier soudé.

L'acier qui a été utilisé était un acier au chrome-molybdène, dont la composition chimique était la suivante : C, 0,25 % ; Mn, 0,50 % ; Cr, 1,00 % ; Mo, 0,25 %. Cet acier se soude bien sans offrir de causes de faiblesse à l'endroit de la soudure. Il sert surtout pour la fabrication des fuselages d'avions. Sa charge de rupture est environ de 65-70 kg/mm².

Grâce à la possibilité que donne la nouvelle méthode de localiser les essais, ceux-ci ont pu être espacés de 5 mm seulement, ce qui a permis d'obtenir un diagramme qui reflétait très fidèlement les moindres changements des qualités physiques du métal. Ces essais de ductilité ont été faits conjointement avec les essais de dureté Brinell, effectués aux mêmes endroits.

Le diagramme figure 411 résume ces essais conjoints. Pour plus de clarté nous avons représenté les résultats des essais de dureté à l'échelle normale, tandis que les valeurs de la ductilité — exprimées en nombre de pliages à la rupture —

sont données à l'échelle de $\frac{1}{\sqrt[3]{N}}$

Cette façon de représenter conjointement les résultats d'essais de ductilité et de dureté a été





Fig. 413. Zone A à trempe physico-chimique. Apparition de la martensite.

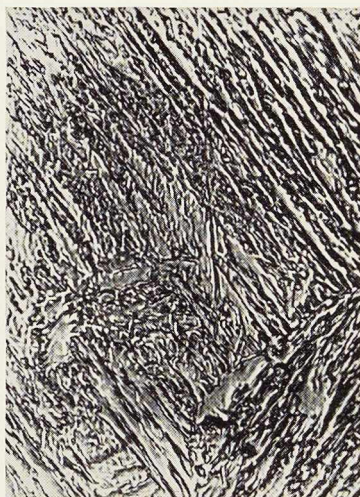


Fig. 414. Zone B à trempe structurale.



Fig. 415. Zone C inaltérée par la soudure.

choisie dans le but de faire mieux ressortir les particularités des modifications des propriétés physiques du métal, qui a subi un traitement thermique local.

La chauffe locale au chalumeau crée, dans le métal, trois zones distinctes au point de vue de sa microstructure aussi bien qu'au point de vue des qualités mécaniques. Ce sont les zones A, B et C, de la figure 411. La fragilité (qualité inverse de la ductilité), dans les conditions normales, varie approximativement dans les mêmes proportions que la dureté. En effet, nous pouvons observer ce fait en examinant les parties A et C de l'éprouvette. L'anomalie que présente, dans ce sens, un écartement des lignes « ductilité » et « dureté » dans les parties B, est également significative. Nous y reviendrons plus loin et donnerons une explication de ce phénomène.

En même temps, dans le but de vérifier les données des essais mécaniques, nous avons prélevé des échantillons dans les zones A, B et C de l'éprouvette et nous avons examiné leur microstructure.

Ainsi qu'il résulte de l'inspection du diagramme de la figure 411 et des microphotos figures 413, 414 et 415, les modifications structurales du métal confirment nettement les changements assez brusques de ses qualités mécaniques.

Examinons tout d'abord la zone où le métal a été partiellement fondu par la flamme (zone A).

C'est une zone ayant toutes les caractéristiques de la trempe physico-chimique et qui est surtout caractérisée par l'apparition de la martensite. Au point de vue des propriétés physiques, cette zone se distingue par une *dureté* et une *fragilité* extrêmes : les deux diagrammes montent brusquement en pointe — la dureté Brinell atteint le chiffre 500, tandis que les essais de ductilité ne donnent que deux pliages à la rupture. La fragilité de cette zone ne permettait même pas d'obtenir toujours les résultats précis et cohérents des essais de dureté, car le métal se fissurait parfois avant que la pression de la bille atteignît sa valeur normale d'essai. Il est intéressant de noter ici, que même dans ce cas d'une fragilité extrême du métal, les essais de pliages alternés ne donnaient lieu à aucune difficulté et tous les résultats d'essais étaient logiques et cohérents.

Dans les deux zones latérales B, la finesse des éléments — de la ferrite et de la cémentite — caractérise une trempe structurale dont les qualités physiques se distinguent par une dureté assez élevée, mais en même temps, par une fragilité beaucoup moins prononcée. L'écart entre les deux diagrammes — dureté et ductilité — dans cette zone, montre bien l'apparition des propriétés mécaniques élevées de cette structure, formée aux températures voisines de 580° et s'approchant de la structure troostitique.

Enfin l'inspection des zones C indique un rapport plus normal entre la dureté et la ductilité

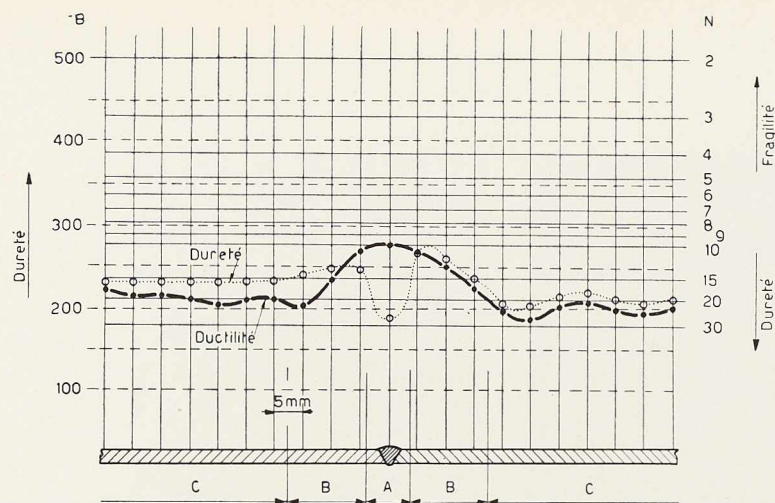


Fig. 416. Diagrammes de ductilité et de dureté après un revenu à 600°. (Les macro- et micrographies de la zone A sont données aux figures 417 et 418.)



Fig. 417. Destruction partielle du gros grain.

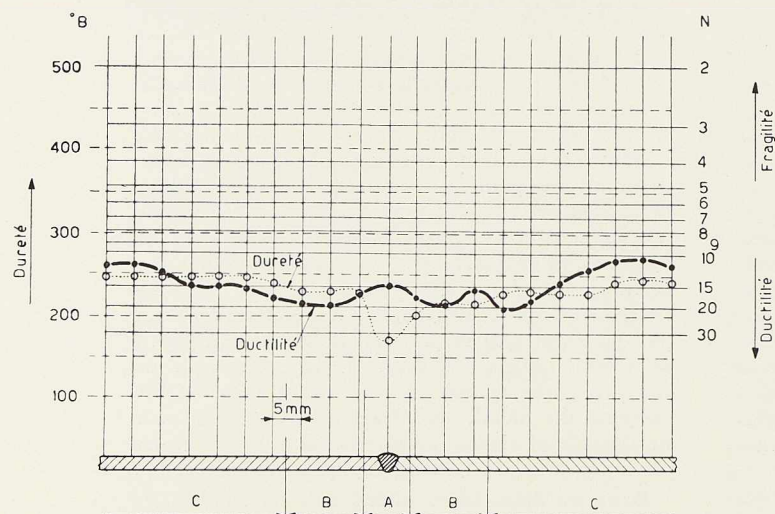


Fig. 419. Diagrammes de ductilité et de dureté après un revenu à 850°. (Les macro- et micrographies de la zone A sont données aux figures 420 et 421.)



Fig. 420. Destruction plus poussée du gros grain.



Fig. 418. Normalisation insuffisante de la structure.



Fig. 421. Normalisation plus prononcée de la structure.

du métal, ce qui est confirmé par l'examen micrographique montrant une zone inaltérée par la soudure et caractérisée par la disposition et les dimensions des éléments — de la ferrite et de la perlite.

En répétant l'essai plusieurs fois, il a été facile de constater que les résultats des essais de duc-

tilité varient, d'une éprouvette à une autre, d'une façon beaucoup plus prononcée à proximité de la zone soudée que dans les zones inaltérées par la soudure. Ce phénomène, déjà connu dans les essais de ductilité locale, et qui est lié d'une manière bien déterminée avec la structure granulaire du métal, a fourni une indication supplémentaire assez précieuse sur l'apparition de la structure du gros grain aux environs de la soudure. Une confirmation de ce phénomène a été donnée, en effet, par l'examen macrographique du métal (fig. 412), dans lequel la structure du gros grain apparaît en toute évidence.

Après avoir constaté la sensibilité de la nouvelle méthode d'essai aux changements locaux des qualités mécaniques du métal provoqués par des modifications physico-chimiques et structurales de celui-ci, nous nous sommes proposés d'examiner les résultats de traitements de revenu, effectués sur le même métal soudé.

Un revenu à 600° ne s'avéra pas suffisant pour normaliser la structure et détruire le gros grain de la soudure. On peut facilement observer sur le diagramme figure 416 une baisse assez considérable de la dureté, suivie par une augmentation insuffisante de la ductilité à l'endroit de la soudure. En effet, cela correspond à une normalisation incomplète de la structure (fig. 418) et le début de la destruction du gros grain (fig. 417).

Un refroidissement lent à partir de 850° montre une plus grande homogénéisation de la structure et des propriétés mécaniques du métal à travers les trois zones de la soudure (fig. 419, 420 et 421).

Enfin une coalescence des éléments structuraux et un adoucissement corrélatif des propriétés mécaniques du métal ressort nettement d'un traitement combiné de 850° et 600° (fig. 422 et 423).

Conclusions

En résumant les résultats des essais combinés de la soudure que nous venons de décrire, nous voudrions nous borner exclusivement aux conclusions d'ordre général qui s'imposent par une analyse sommaire des résultats d'essais, sans avoir l'intention d'indiquer telle ou autre imperfection des procédés de la soudure ou de suggérer un moyen quelconque de son amélioration. Nous voudrions donc tout simplement décrire les avantages d'un nouveau moyen d'investigation des qualités mécaniques du métal soudé, qui nous paraît capable de rendre quelques services aux spécialistes qui s'occupent de la soudure.

Ainsi la première conclusion qu'on peut tirer de ces expériences est que la méthode d'essais — moyen efficace d'investigations strictement locales des qualités plastiques du métal — permet de

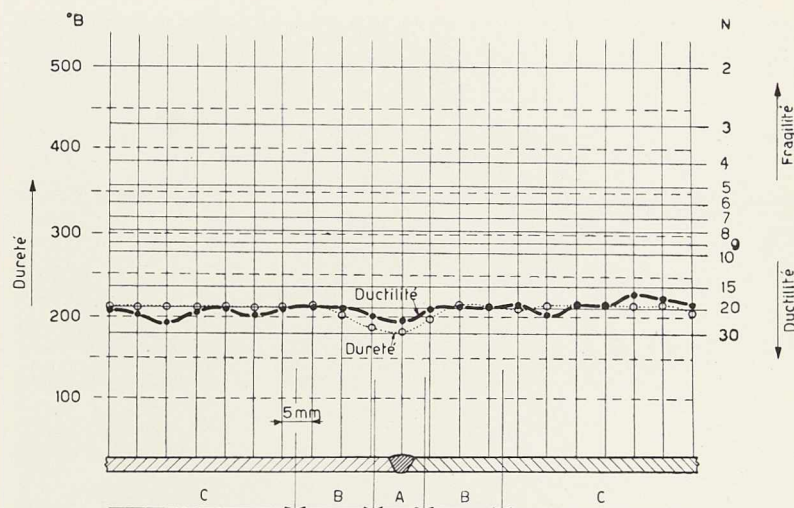


Fig. 422. Diagrammes de ductilité et de dureté après un traitement combiné de 850° et 600°.



Fig. 423. Disparition complète du gros grain, dans la zone A du cas de la figure 422.

suivre de très près les changements des qualités mécaniques du métal soudé.

En outre, étant combinée avec les essais de dureté, la nouvelle méthode donne une image beaucoup plus complète des propriétés physiques du métal que n'importe quelle autre méthode d'investigations locales utilisée jusqu'à présent.

Comme le montrent les diagrammes figures 416 et 419, les essais de dureté seuls ne sont pas capables de déceler l'homogénéisation incomplète des qualités mécaniques du métal après un revenu insuffisant. On constate facilement cette insuffisance en examinant l'écart important entre les diagrammes de ductilité et de dureté (fig. 416 et 419). L'homogénéisation paraît complète après un traitement thermique spécial ce qui montre, en effet, le diagramme de la ductilité de la figure 422.

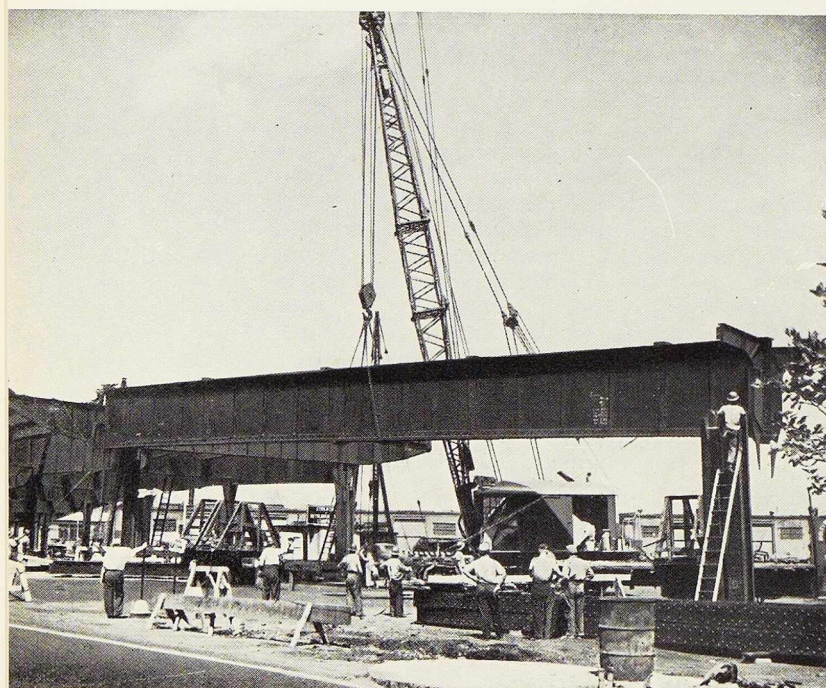
En terminant nous voudrions encore souligner la facilité avec laquelle on effectue les essais, la simplicité du prélèvement des éprouvettes et la simplicité de conception des appareils d'essai dont l'un des modèles est représenté sur la figure 410.

N. M.



Fig. 424. Vue aérienne de la chaussée surélevée achevée et ouverte à la circulation.

Nouvelle chaussée à Manhattan



De grands travaux de modernisation sont actuellement en cours à Manhattan, le principal des cinq arrondissements constituant la Ville de New-York.

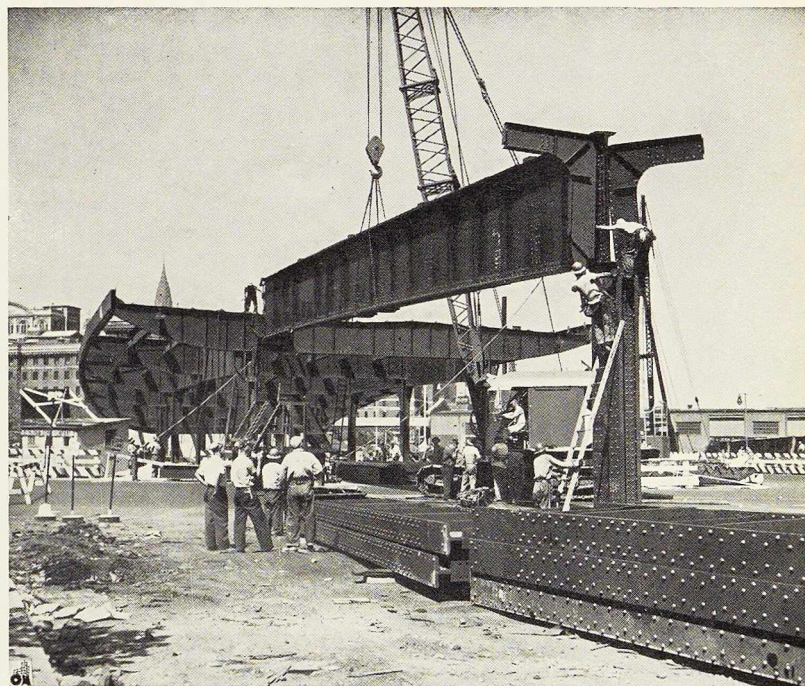
Pour remédier à la crise immobilière aiguë sévissant à New-York, les Autorités de la Ville ont décidé de construire deux nouvelles cités d'immeubles à appartements, appelés « Stuyvesant Town » et « Peter Cooper Village ». La première de ces cités, s'étendant sur 30 hectares, groupe 35 immeubles, comportant 8 759 appartements destinés à abriter une population de l'ordre de 24 000 personnes. Attenant à « Stuyvesant Town » le « Peter Cooper Village » comporte 21 immeubles de 15 étages, comprenant 2 495 appartements.

La construction de ces cités a posé de sérieux problèmes de circulation routière. Pour y faire face, les Autorités décidèrent de construire une autostrade qui a reçu le nom du Président Franklin D. Roosevelt.

Fig. 425. Mise en place, au moyen d'un derrick, d'une maîtresse-poutre de l'ossature de la chaussée surélevée.



Fig. 426. Charpente du tronçon Nord de la chaussée surélevée en cours de montage.



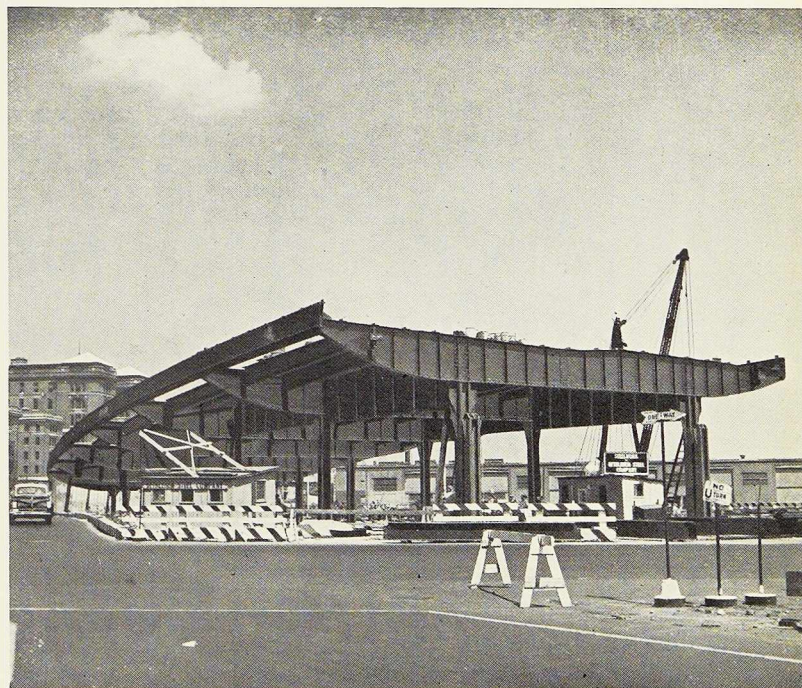
au ssée surélevée
ttan (U. S. A.)

La Franklin D. Roosevelt Drive comporte une partie surélevée s'étendant sur une longueur de 829 mètres entre la 15^e rue et la 25^e rue. Cette chaussée est prévue pour quatre files de voitures, son infrastructure est constituée par des portiques transversaux en acier, se prolongeant de part et d'autre par des poutres en porte-à-faux.

Cette conception a le grand avantage de réduire l'encombrement du système portant au minimum. Les portiques sont fondés sur des pieux en poutrelles à larges ailes fioncés jusqu'au roc. Les travaux de construction de la charpente métallique, dont certaines poutres pesaient jusqu'à 90 tonnes, ont été confiés à la *P. T. Cox Construction Co Inc*, et à la *P. J. Carlin Construction Co*.

Les pieux en acier et les éléments de l'infrastructure métallique ont été fournis et montés par la *Bethlehem Steel Company* qui a mis obligeamment à notre disposition les photographies qui illustrent cet article.

Fig. 427. Vue partielle du tronçon Nord de la chaussée surélevée montrant la charpente métallique achevée qui recevra ultérieurement un platelage en béton armé.



G. Magnel,
Professeur à l'Université
de Gand
Membre de l'Académie Royale
de Belgique

Constructions en acier précomprimé

Introduction théorique

Celui qui a compris l'idée qui est à la base de la précontrainte du béton peut trouver étrange d'entendre parler de précompression de poutres en acier. En effet, l'acier présente la même résistance à la traction qu'à la compression; il n'est donc pas nécessaire de le précomprimer pour lui donner une résistance artificielle à la traction.

Cependant nous allons expliquer que si toutes les mêmes raisons de précompression n'existent pas dans le cas de l'acier, il n'en est pas moins vrai que cette technique permet ici également de gagner un pourcentage considérable, tant en poids qu'en prix de revient.

Pour s'en rendre compte, il suffit de considérer le cas d'un prisme en acier de longueur l pouvant travailler à une tension de sécurité R' en compression et R en traction. Supposons que ce prisme de section Ω doive résister à un effort extérieur de traction F . C'est, par exemple, le cas d'un tirant de bowstring; c'est aussi, avec certaines différences, le cas de la membrure inférieure d'une poutre en treillis ou à âme pleine. Si p est le poids spécifique de l'acier, le poids total du prisme sera

$$P = p \frac{F}{R} l.$$

Mettons le prisme en précompression par un câble axial en acier à haute limite élastique travaillant à une tension τ_c et allons jusqu'à une tension de compression R' en nous rappelant que le flambement est impossible; toutefois donnons au prisme non plus une section Ω mais une section Ω_r (réduite).

On peut écrire, si Ω_c est la section du câble et X son effort initial

$$X = \Omega_r R' = \tau_c \Omega_c \quad (1)$$

Si ce prisme précomprimé est soumis à un effort de traction extérieur F , son acier est d'abord décomprimé, puis soumis à traction; en même temps la traction du câble augmente.

Ce qui permet de calculer la part de F prise par le prisme et la part prise par le câble, c'est l'égalité de leurs déformations longitudinales.

Soit ΔX l'augmentation de l'effort du câble. On a, si E_c est le module d'élasticité du câble,

$$\frac{F - \Delta X}{\Omega_r E} = \frac{\Delta X}{\Omega_c E_c}$$

donc

$$\Delta X = F \frac{1}{1 + \alpha} \quad \text{si} \quad \alpha = \frac{\Omega_r}{\Omega_c} \frac{E}{E_c}. \quad (2)$$

La tension finale du câble sera

$$\frac{X + \Delta X}{\Omega_c}$$

et il faut

$$\frac{X + \Delta X}{\Omega_c} \leq R_c \quad (3)$$

si R_c est la tension de sécurité du câble.

La tension du prisme sera

$$\frac{F - X - \Delta X}{\Omega_r}$$

et il faut que

$$\frac{F - X - \Delta X}{\Omega_r} \leq R_1 \quad (4)$$

(nous ne présumons pour le moment rien quant à la valeur relative de R et R_1 sauf que $R_1 \leq R$).

On a ainsi (avec le signe $\Rightarrow$) quatre équations dont on tire Ω_c , Ω_r , X et ΔX .



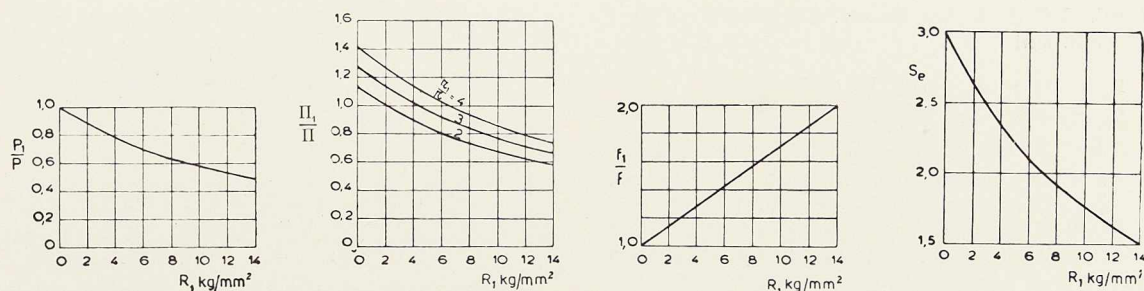


Fig. 428. Diagrammes donnant le résultat des formules (13) à (16).

On trouve : si $\beta = \frac{E}{E_c}$

$$\Omega_o = \frac{F}{R_1 + R'} \frac{\beta R'}{\beta R_c - R_1}; \quad (5)$$

$$\Omega_r = \frac{F}{R_1 + R'} \frac{\beta R_c - R_1 - R'}{\beta R_c - R_1}; \quad (6)$$

$$X = \frac{F}{R_1 + R'} \frac{\beta R_c - R_1 - R'}{\beta R_c - R_1} R'; \quad (7)$$

$$\Delta X = F \frac{R'}{\beta R_c - R_1}. \quad (8)$$

Il est dès lors aisé de calculer le rapport des poids des deux solutions (l'homogène et la précomprimée). On trouve

$$\frac{P_1}{P} = \frac{R}{R_1 + R'} \times \frac{\beta R_c - R_1 - R' + \beta R'}{\beta R_c - R_1}. \quad (9)$$

De même pour le rapport des prix de revient, si π et π_c sont les prix de revient de l'unité de poids de l'acier doux et de l'acier du câble (y compris main-d'œuvre)

$$\frac{\Pi_1}{\Pi} = \frac{R}{R_1 + R'} \frac{1}{\beta R_c - R_1} \left(\beta R_c - R_1 - R' + \beta R' \frac{\pi_c}{\pi} \right). \quad (10)$$

Le rapport des déformations sous l'action de F est

$$\frac{f_1}{f} = \frac{R_1 + R'}{R} \quad (11)$$

et la sécurité par rapport à la limite élastique est

$$S_e = \frac{R_c + R'}{R_1 + R'}. \quad (12)$$

Pour y voir clair, admettons, ce qui est quasi exact, que $\beta = 1$.

Supposons $R' = 14 \text{ kg/mm}^2$ $R = 14 \text{ kg/mm}^2$

et $R_c = 100 \text{ kg/mm}^2$. Les formules (9), (10), (11) et (12) deviennent

$$\frac{P_1}{P} = \frac{14}{R_1 + 14} \quad (13)$$

$$\frac{\Pi_1}{\Pi} = \frac{14}{R_1 + 14} \left(1 + 14 \frac{\pi_c - 1}{100 - R_1} \right) \quad (14)$$

$$\frac{f_1}{f} = \frac{R_1 + 14}{14} \quad (15)$$

$$S_e = \frac{42}{R_1 + 14}. \quad (16)$$

Nous avons mis ces formules en diagrammes sur la figure 428. Voici le tableau intéressant qu'on peut en extraire.

Si $\pi_c : \pi = 3 :$

	$R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$	$R_1 = 14 \text{ kg/mm}^2$
$\frac{P_1}{P}$	0,67	0,50
$\frac{\Pi_1}{\Pi}$	0,87	0,66
S_e	2,00	1,50
$\frac{f_1}{f}$	1,50	2,00

TABLEAU I. — Valeurs extraites des formules (13) à (16).

On voit donc qu'on peut gagner 33 % sur le poids et 13 % sur le prix, tout en maintenant le même coefficient de sécurité vis-à-vis de la limite élastique et en ne tendant l'acier qu'à 7 kg/mm^2 au lieu des 14 dans la pièce homogène de comparaison.

Voici un exemple numérique avec $R_1 = 7 \text{ kg/}$

mm². Soit $F = 100$ tonnes. Les formules (5) à (8) donnent

$$\Omega_c = 719 \text{ mm}^2 \quad \text{soit } 19 \text{ } \phi \text{ } 7$$

$$\Omega_r = 4\,050 \text{ mm}^2 \quad X = 56\,800 \text{ kg}$$

$$\Delta X = 15\,100 \text{ kg} \text{ (26,5 \% de } X \text{)}.$$

Pour la pièce homogène on aurait $\Omega = 7\,180 \text{ mm}^2$.

On peut aller bien plus loin dans la voie de l'économie en effectuant la précontrainte en deux étapes.

Nous avons établi les formules relatives à ce cas en supposant qu'on fasse d'abord une précontrainte jusqu'à R' de façon que la pièce puisse porter $\frac{F}{2}$ sous une tension de traction égale à R_1 ; puis en effectuant une précontrainte supplémentaire jusqu'à une compression R' de façon que la pièce soit capable de porter un nouvel effort $\frac{F}{2}$ qui réalise une traction R_1 .

Les formules sont les suivantes, si τ_c est la tension du câble lors de la première précontrainte et si $\beta = 1$

$$\tau_c = R_1 + \frac{R'(R_c - R_1)}{R_1 + 2R'}; \quad (17)$$

$$\Omega_c = \frac{F}{2(R_1 + R')} \times \frac{R'}{\tau_c - R_1}; \quad (18)$$

$$\Omega_r = \frac{F}{2(R_1 + R')} \times \frac{\tau_c - R_1 - R'}{\tau_c - R_1}; \quad (19)$$

$$X = \frac{F}{2(R_1 + R')} \times \frac{\tau_c - R_1 - R'}{\tau_c - R_1} \times R'. \quad (20)$$

L'augmentation de l'effort du câble lors de l'application du premier $\frac{F}{2}$ est

$$\Delta X = \frac{F}{2} \frac{R'}{\tau_c - R_1}. \quad (21)$$

La deuxième précontrainte revient à ajouter au câble

$$\Delta_1 X = (R_1 + R') \Omega_r \quad (22)$$

et l'application de la deuxième force $\frac{F}{2}$ augmente l'effort du câble de

$$\Delta_2 X = R_c \Omega_c - X - \Delta X - \Delta_1 X \quad (23)$$

Le poids total d'acier requis est

$$P_2 = p(\Omega_c + \Omega_r) l = p \frac{F}{2(R_1 + R')} l. \quad (24)$$

Il en résulte

$$\frac{P_2}{P} = \frac{1}{2} \times \frac{R}{R_1 + R'}. \quad (25)$$

Le rapport des prix devient

$$\frac{\Pi_2}{\Pi} = \frac{R}{2(R_1 + R')} \times \frac{R_1 + 2R'}{R_c - R_1} \left(\frac{\pi_c}{\pi} + \frac{R_c - R_1}{R_1 + 2R'} - 1 \right). \quad (26)$$

On voit tout de suite que le poids P_2 n'est que la moitié de P_1 et le quart de P .

Pour ce qui est du prix, (26) devient, si $R_c = 100$

$$R' = 14 \quad \text{et} \quad R = 14 \text{ kg/mm}^2$$

$$\frac{\Pi_2}{\Pi} = \frac{7(R_1 + 28)}{(R_1 + 14)(100 - R_1)} \left(\frac{\pi_c}{\pi} + \frac{100 - R_1}{R_1 + 28} - 1 \right).$$

Soit :

$$\frac{\Pi_2}{\Pi} = 0,49 \quad \text{si} \quad R_1 = 14 \text{ kg/mm}^2;$$

$$\frac{\Pi_2}{\Pi} = 0,58 \quad \text{si} \quad R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2.$$

Nous voilà en présence, avec $R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$, d'une pièce qui ne pèse plus que le tiers du poids de la pièce homogène et qui coûte 42 % de moins que celle-ci.

Toutefois, sa déformation augmente et sa sécurité diminue.

Voici un exemple de précompression en deux étapes calculé en reprenant les mêmes données que dans l'exemple relatif à une étape.

On trouve

$$\tau_c = 44,2 \text{ kg/mm}^2 \quad \Omega_c = 896 \text{ mm}^2 \quad \Omega_r = 1\,490 \text{ mm}^2$$

$$X = 20\,800 \text{ kg} \quad \Delta X = 18\,800 \text{ kg}$$

$$\Delta X_1 = 31\,300 \text{ kg} \quad \text{et} \quad \Delta X_2 = 18\,900 \text{ kg}.$$

Rappelons que pour la pièce homogène $\Omega = 7\,180 \text{ mm}^2$ et que la précompression en deux étapes donne

$$\Omega_c = 719 \text{ mm}^2 \quad \Omega_r = 4\,050 \text{ mm}^2.$$

Il est facile d'imaginer qu'on fasse une série de n opérations successives de précompression, permettant chaque fois d'appliquer un effort $F : n$. On trouve aisément que

$$\frac{P_n}{P} = \frac{R}{n(R_1 + R')}$$

toutefois, cela n'est possible que pour $n \leq 4,76$, car pour $n > 4,76$ on trouve Ω_r négatif.



Le rapport des prix est

$$\frac{\Pi_n}{\Pi} = \frac{R}{n(R_1 + R')} \frac{R' + (n-1)(R_1 + R')}{R_c - R_1} \left[\frac{\pi_c}{\pi} - 1 + \frac{R_c - R_1}{R' + (n-1)(R_1 + R')} \right].$$

Voici un tableau résumant ces données dans le cas où $R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$ $R = R' = 14 \text{ kg/mm}^2$ $R_c = 100 \text{ kg/mm}^2$ et $\pi_c : \pi = 3$ (exemple traité plus haut).

	Ω_c	Ω_r	S_c	$\frac{P_n}{P}$	$\frac{\pi_n}{\pi}$	$\frac{f_n}{f}$
$n=0$	0	7.180	2,00	1,00	1,00	1,00
$n=1$	719	4.050	2,00	0,67	0,87	1,50
$n=2$	896	1.490	1,50	0,33	0,58	1,50
$n=3$	957	632	1,33	0,22	0,49	1,50
$n=4$	985	202	1,25	0,17	0,44	1,50
$n=4,76$	1.000	0	—	0,14	0,42	—

TABLEAU II. — Economie résultant de plusieurs opérations successives de précontrainte.

La dernière ligne est toute théorique, car on ne saurait faire un nombre d'opérations qui n'est pas entier. D'ailleurs dans la pratique, on devra se limiter à deux précompressions successives. La solution n'est d'autre part admissible que si la pièce porte en permanence $\frac{n-1}{n}F$ et si la

seule partie mobile est $\frac{F}{n}$. Même pour $n=2$ la sécurité tombe à 1,5; elle reste cependant 2,00 par rapport à la charge mobile.

Dans la suite, nous nous limitons à considérer le cas où l'on fait la précompression en une étape.

Introduction pratique

Nous venons simplement de considérer le cas d'un tirant portant un effort constant F .

Supposons à présent qu'il s'agisse du tirant d'un bowstring et cherchons la répercussion de l'économie faite sur ce tirant.

Supposons que le tirant pèse le tiers de la poutre complète, quand on le réalise sans précompression. Adoptons par exemple $R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$. Si l'effort F ne diminuait pas par suite de la réduction de poids du tirant, cette réduction serait de 33 %, ce qui donne sur l'ensemble de la poutre 11,1 %.

Supposons que le poids mort de la poutre soit P et la charge additionnelle qu'elle doit porter Q .

Si a_p est le gain en % sur P , le gain en % sur le poids total à porter est de :

$$a_t = a_p \frac{P}{P + Q}$$

Soit

$$P_m = P \left(1 - \frac{a_p}{100} \right)$$

Cette réduction de poids permet théoriquement de réduire le poids de la poutre qui devient

$$P_m' = P_m \left(1 - \frac{a_t}{100} \right).$$

A cette réduction correspond un nouveau poids total $P_m' + Q$ et par conséquent la possibilité de diminuer le poids de la poutre jusque

$$P_m'' = P_m' \frac{P_m' + Q}{P_m' + Q}.$$

Puis on aura

$$P_m''' = P_m'' \frac{P_m'' + Q}{P_m'' + Q}$$

et ainsi de suite. En passant à la limite, on peut dresser le tableau suivant, car

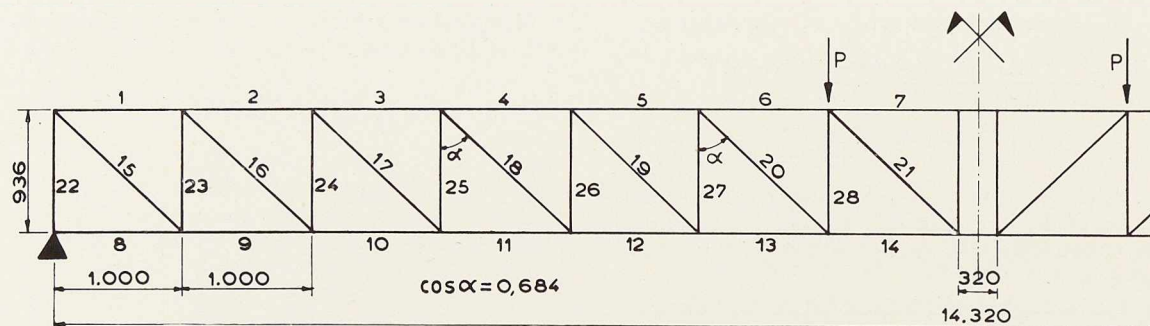
$$P_m^\infty = P \frac{1 - \frac{a_t}{100}}{\frac{Q}{P} \times \frac{1}{1 - \frac{a_p}{100}} + \frac{a_t}{100}} \times \frac{Q}{P}$$

	$R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$		$R_1 = 14 \text{ kg/mm}^2$	
	$\frac{P}{Q} = 4$	$\frac{P}{Q} = 1$	$\frac{P}{Q} = 4$	$\frac{P}{Q} = 1$
% écon. sur poids tirant.	33,3	33,3	50,0	50,0
% écon. » » poutre	11,1	11,1	16,7	16,7
% écon. finale en poids .	39,0	20,0	50,0	29,0
% écon. sur prix tirant .	13,0	13,0	33,3	33,3
% écon. » » poutre .	4,3	4,3	11,1	11,1
% écon. finale en prix .	17,0	9,0	39,0	20,0

TABLEAU III. — Calcul de l'économie d'une poutre bowstring.

A noter que ce calcul n'est pas tout à fait correct, car la réduction du poids total ne permet pas de réduire le poids de la poutre exactement dans la même proportion. Mais n'oublions pas que nous avons négligé la possibilité de mettre en précompression en deux étapes, ce qui augmente beaucoup l'économie. D'autre part, quand il s'agit de poutres en treillis, il y a moyen de relever les câbles vers les appuis et cela introduit un effort tranchant de signe contraire à ceux donnés par les charges. Il en résulte un allègement des montants et diagonales. Enfin, dans





une poutre à âme pleine, la précompression de la bride inférieure fait naître des efforts de traction dans la bride supérieure, qui peut ainsi être faite plus légère. On peut donc affirmer que les économies indiquées dans ce tableau peuvent être facilement réalisées en pratique.

On peut donc conclure que même en ne faisant travailler l'acier en traction à 7 kg/mm², de façon à conserver la sécurité classique, on peut économiser de 39 à 20 % sur le poids et de 17 à 9 % sur le prix suivant que le rapport P_m sur Q soit de 4 ou 1.

L'économie en poids se répercute évidemment sur le coût des supports et de leurs fondations.

Voilà donc tout un programme esquissé. Il appartient aux constructeurs d'en tirer toutes les conséquences. Ils ont cet énorme avantage d'avoir à leur disposition un câble tout à fait au point convenant admirablement pour la pré-compression des charpentes.

Notons enfin que les théories que nous avons établies pour le calcul des constructions hyperstatiques, sont directement d'application ici.

Différences entre béton précontraint et acier précomprimé

En acier précontraint, il n'est plus question de perte de précontrainte par suite du retrait du béton; il est à peine question de perte de précontrainte par fluage de l'acier comprimé ou relaxation des fils des câbles.

Par contre, alors que l'augmentation de tension du câble, par suite de l'action des surcharges, n'est que de l'ordre de 3 à 4 % en béton précontraint, ici elle est plus élevée; en effet, les tensions créées par les surcharges sont environ vingt fois plus élevées qu'en béton et le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier doux et du béton n'est que de l'ordre de 5 à 6.

De même, en béton précontraint on peut négliger les pertes de tension pendant la précontrainte par suite du fait qu'on tend deux fils à la fois et que chaque paire de fils tendue fait perdre une partie de la tension de ceux préalablement mis en tension; ces pertes ne sont en effet qu'au maximum de 4 % dans les cas courants, même si le nombre de fils était infini; en acier précomprimé ces pertes sont plus fortes et atteignent 9 à 10 %, comme nous le montrerons en annexe. Il faudra donc ici tendre les premières paires de fils plus fortement que la tension moyenne qu'on désire réaliser, si l'on veut que tous les fils aient même tension. Nous donnons ce calcul en annexe (voir p. 312).

Description de la poutre d'essai

La figure 429 donne le schéma de la poutre; la figure 430 en donne une photographie; la figure 431 donne les sections des divers éléments.

La membrure inférieure est précontrainte à l'aide d'un câble de 16 ϕ 5 en acier présentant les caractéristiques suivantes :

$$R_0 = 172 \text{ kg/mm}^2$$

A sur 7 d = 11,9 %

$$R_c = 153 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_c = 1\,930 \text{ t/cm}^2.$$

L'acier de base de la poutre est de l'acier doux
37/42.

La précontrainte a été faite comme suit, au moment où la poutre portait déjà son poids mort, qui est de 1 000 kg :

Paires de fils .	1	2	3	4	5	6	7	8
Allongements . (mm)	61	56	55	55	53	52	51	49

Un calcul facile montre que cela correspond à une tension finale moyenne de 65 kg/mm², et



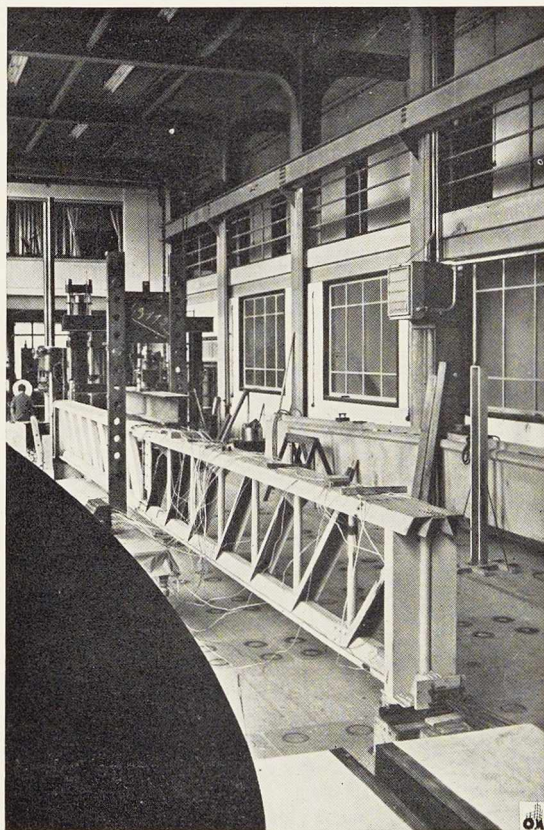


Fig. 430. Vue de la poutre d'essai.

que les tensions dans les différentes paires de fils sont en réalité à la fin de l'opération :

Paires de fils .	1	2	3	4	5	6	7	8
Tension finale.								
(kg/mm ²)	68,7	63,9	64,0	65,7	64,4	64,6	64,8	63,6

Si nous avons connu au sommet de la mise en précontrainte la règle donnée en annexe, nous aurions donné aux fils les allongements suivants et les tensions finales auraient été celles indiquées :

Paires de fils .	1	2	3	4	5	6	7	8
Allongement .								
(mm)	56,4	55,4	54,5	53,5	52,5	51,5	50,5	49,5
Tension finale.								
(kg/mm ²)	63,1	63,3	63,8	64,1	64,1	64,2	64,2	64,4

soit une tension moyenne de 64 kg/mm²; cela ne fait qu'une différence de 1,5 % par rapport à celle qu'on désire et qui est de 65 kg/mm².

Dans la poutre telle qu'elle a été précontrainte, l'écart des extrêmes par rapport à la moyenne est de 5,7 %; c'est donc moins bon.

Tension dans la poutre non précomprimée sous poids mort

Voici ces tensions calculées :

Membrane supérieure . .	barre 1	0,2 kg/mm ²
	barre 7	0,6 kg/mm ²
Membrane inférieure . .	barre 8	0 kg/mm ²
	barre 14	1,2 kg/mm ²
Diagonales	barre 15	0,8 kg/mm ²
	barre 21	0,1 kg/mm ²
Montants	barre 23	0,9 kg/mm ²

La flèche calculée sous poids mort est de 2,4 mm.

Les effets de la précompression

L'effort de précompression est de 20,4 t; il donne dans la membrane inférieure une tension de 13,4 kg/mm², sauf dans les barres extrêmes, qui sont renforcées et où cette tension n'est que de 8,4 kg/mm².

Le raccourcissement calculé de la membrane inférieure est de 8,1 mm.

La contreflèche calculée et due à la précompression est de 15,9 mm.

Effets de deux charges égales au droit du montant 28 et de son symétrique

Nous calculons les efforts N dans les barres comme pour une poutre à treillis ordinaire. Ces efforts N sont définitifs pour toutes les barres, sauf celles de la membrane inférieure. Pour cette dernière les N trouvés sont la somme des efforts créés dans la barre et dans le câble.

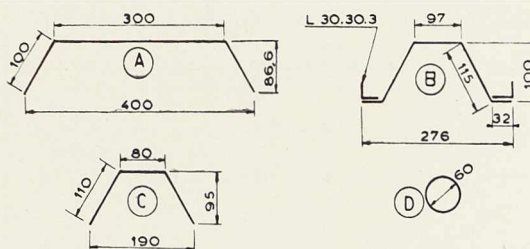


Fig. 431. Section des divers éléments de la poutre d'essai :

A. Barres 1 à 7 (épr. : 6 mm); B. Barres 10 à 14 (épr. : 3 mm), les barres 8 et 9 comportent en outre un plat inférieur de 350 x 3; C. Barres 15 à 21 (épr. : 3 mm); D. Barres 22 à 28 (épr. : 3 mm).

Pour faire le partage, il suffit d'exprimer que la membrure inférieure et le câble conservent la même longueur.

Voici d'abord les N totaux dans chacune des barres 8 à 14, si une des forces sollicitantes s'appelle P.

Barre	8	9	10	11	12	13	14
Effort total	(X P) 0	1,068	2,136	3,204	4,271	5,339	6,407

Si λ et λ_1 désignent les longueurs des panneaux courants et du petit panneau central et ΔX l'augmentation de l'effort X du câble sous l'action des deux charges P, on peut écrire

$$2(N_8 + N_9) \frac{\lambda}{\Omega_1 E} + 2(N_{10} + N_{11} + N_{12} + N_{13} + N_{14}) \frac{\lambda}{\Omega E} + N_{14} \frac{\lambda_1}{\Omega E} - \Delta X \frac{10\lambda + \lambda_1}{\Omega E} - \Delta X \frac{4\lambda}{\Omega_1 E} = \Delta X \frac{14\lambda + \lambda_1}{\Omega_c E_c}$$

Ω_1 étant la section des barres renforcées 8-9 et symétriques.

Il en résulte

$$\Delta X = 0,543 P.$$

Nous devons donc soustraire des N ci-dessus la valeur de ΔX . Cela conduit aux N réels suivants :

Barre	8	9	10	11	12	13	14
Effort réel	(X P) -0,543	+5,525	+1,593	+2,661	+3,728	+4,796	+5,864

Il en résulte les tensions suivantes pour $P = 1 t$ (tensions en kg/mm^2) :

Barres	1	2	3	4	5	6	7
Tension	-0,35	-0,71	-1,07	-1,41	-1,78	-2,13	-2,13

Barres	8	9	10	11	12	13	14
Tension	-0,23	+0,22	+1,05	+1,75	+2,45	+3,15	+3,85

Barres	15	16	17	18	19	20	21
Tension	+1,63	+1,63	+1,63	+1,63	+1,63	+1,63	0

Barres	22	23	24	25	26	27	28
Tension	-1,85	-1,85	-1,85	-1,85	-1,85	-1,85	-1,85

L'allongement du câble dû à ΔX est en mm. 1,32 P, si P est en tonnes.

La flèche de la poutre est en mm. 7,15 P si P est en tonnes.

Comparaison entre les résultats du calcul et ceux des mesures

A. — Pendant la mise en précompression

Nous avons mesuré les dilatations avec les strain gages numérotés 1 à 11 indiqués, parmi d'autres, sur la figure 432. Les résultats des mesures sont indiqués aux tableaux IV et V.

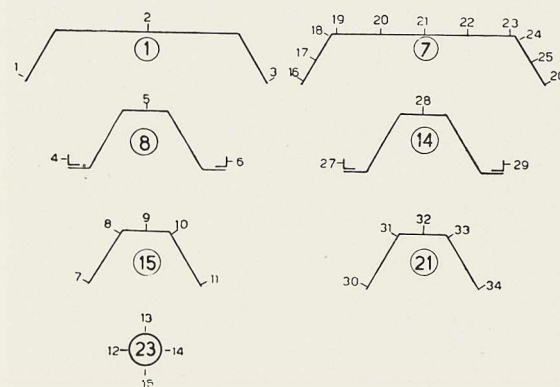


Fig. 432. Emplacement des strain gages placés au milieu des barres.

	Point de mesure	Tens. calc.	Tension mesurée
Membr. supér..	Gage n° 1	0	0
	» » 2	0	0
	» » 3	0	- 0,6
Membr. infér. .	» » 5	- 8,4	- 11,0
Diagonale . .	» » 4	0	+ 1,2

TABLEAU IV. — Tensions mesurées dans la zone d'about par les strain gages.

	Point de mesure	Tens. calc.	Tension mesurée
Membr. supér..	Gage n° 6	0	+ 0,2
	» » 7	0	- 0,6
	» » 8	0	- 1,0
Membr. infér. .	» » 10	- 13,4	- 12,7
Diagonale . .	» » 9	0	- 0,1

TABLEAU V. — Tensions mesurées dans la zone centrale par les strain gages.



Nous disons franchement que nous n'avons pas grande confiance dans ces mesures, car pour les valeurs intéressantes (gages n^{os} 5 et 10) nous n'avons la tension qu'en un seul point des barres correspondantes; or, il est certain que les tensions dans ces barres ne sont pas uniformes.

C'est la raison pour laquelle, dans les essais ultérieurs sous charge, nous avons utilisé un beaucoup plus grand nombre de strain gages.

Au cours de cette mise en précompression, nous avons calculé le raccourcissement de la membrure inférieure; nous avons trouvé 7,0 mm alors que la valeur calculée est 8,1 mm.

La contre-flèche mesurée a été de 17,4 mm contre la valeur calculée de 15,9 mm. Ces différences ne doivent pas nous étonner, car il s'agit d'une poutre comportant des joints rivés et même un joint de montage boulonné.

Ce qui est surtout à retenir de tout ceci, c'est que la mise en précompression de la bride inférieure ne produit quasi pas de tensions dans les autres éléments et notamment pas de traction dans la bride supérieure, comme ce serait le cas pour une poutre à âme pleine.

B. — Pendant l'application de $2 \times 6 = 12$ t

Le tableau VI donne les tensions mesurées comparées aux calculées.

Ne pas oublier que la tension calculée de 23,1 kg/mm² au milieu de la membrure inférieure (barre 14) n'est qu'une variation de tension due à $2 \times 6 = 12$ t.

Il préexistait une tension de $-13,4$ kg/mm² due à la précompression et une tension de $+1,2$ kg/mm² due au poids mort; en outre une tension de $+0,8$ kg/mm² due au poids du dispositif de chargement (400 kg en deux points, qui portent chacun 200 kg).

La tension vraie sous $2 \times 6 = 12$ t s'ajoutant à tout le reste est donc de

$$+23,1 - 13,4 + 1,2 + 0,8 = +11,7 \text{ kg/mm}^2$$

La tension réelle dans le câble est, dans ces conditions, de

$$20,4 + 0,543 \times 6,2 = 23,7 \text{ t}$$

soit une augmentation de 16,5 % sur sa valeur initiale.

Le tableau ci-contre montre une concordance très bonne entre les tensions calculées et mesurées, sauf pour le montant 23, qui est moins sollicité que ne le fait croire le calcul; cela doit tenir à la raideur des assemblages; n'oublions

	Strain-gage	Tension	
		calculée	mesurée
Membrure supérieure about	1	— 2,1	— 1,8
	2	— 2,1	— 2,2 ^{Moy}
	3	— 2,1	— 1,8 ^{-2,0}
Membrure inférieure about	4	— 1,4	— 2,7
	5	— 1,4	— 1,4 ^{Moy}
	6	— 1,4	— 0,7 ^{-1,6}
Diagonale about	7	+ 9,8	+ 3,8
	8	+ 9,8	+ 11,0
	9	+ 9,8	+ 13,0 ^{Moy}
	10	+ 9,8	+ 11,2 ^{+9,0}
	11	+ 9,8	+ 3,4
Montant about	12	— 11,1	— 9,0
	13	— 11,1	— 8,7 ^{Moy}
	14	— 11,1	— 7,8 ^{-8,4}
	15	— 11,1	— 7,8
Membrure supérieure milieu	16	— 12,7	— 6,9
	17	— 12,7	— 10,8
	18	— 12,7	— 13,3
	19	— 12,7	— 14,9
	20	— 12,7	— 14,7 ^{Moy}
	21	— 12,7	— 14,6 ^{-12,3}
	22	— 12,7	— 14,1
	23	— 12,7	— 13,6
	24	— 12,7	— 12,0
	25	— 12,7	— 8,9
	26	— 12,7	— 5,1
Membrure inférieure milieu	27	+ 23,1	+ 21,4
	28	+ 23,1	+ 17,8 ^{Moy}
	29	+ 23,1	+ 20,3 ^{+19,2}
Diagonale milieu	30	0	— 1,8
	31	0	+ 0,6
	32	0	+ 1,6 ^{Moy}
	33	0	+ 0,9 ⁰
	34	0	— 1,4

TABLEAU VI. — Valeurs des tensions relevées par les strain gages et valeurs calculées sous une charge de 2×6 tonnes.



pas que le calcul suppose des articulations aux nœuds.

La membrure inférieure en son milieu (barre 14) est un peu moins sollicitée que ne l'indique le calcul; cela fait supposer que le câble intervient pour une part un peu plus forte que le calcul ne le suppose; effectivement l'allongement du câble a été mesuré comme égal à 8,2 mm alors que la valeur calculée est de 7,9 mm.

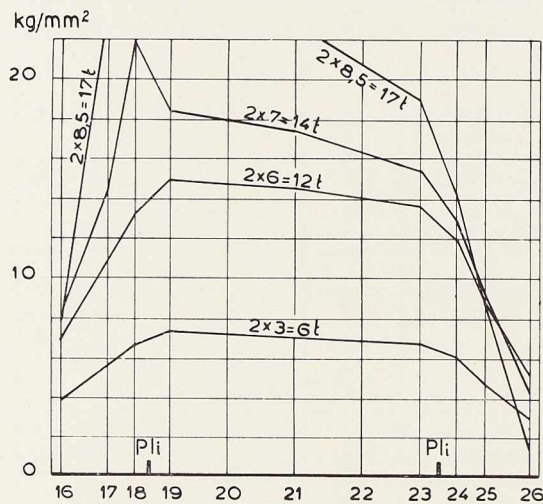


Fig. 433. Tension dans les strain gages 16 à 26 dans la barre 7 (rectifiée).

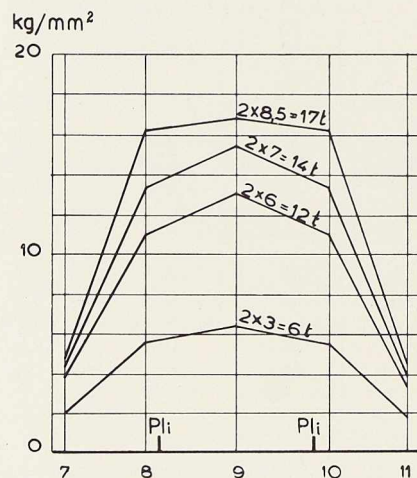


Fig. 434. Tension dans les strain gages 7 à 11 dans la barre 15 (rectifiée).

Enfin, durant l'application des $2 \times 6 = 12$ t, nous avons mesuré la flèche; elle a été de 51 mm contre les 42,9 calculés. Est-ce l'effet de certains glissements dans les joints?

Nous ne croyons pas utile de donner des diagrammes de tensions en fonction des charges croissantes, car ils sont trop peu différents de la loi linéaire.

Par contre nous croyons utile d'attirer l'attention sur le fait que la répartition des tensions dans les sections transversales des barres est loin d'être uniforme. Voir à ce sujet les figures 433 à 435.

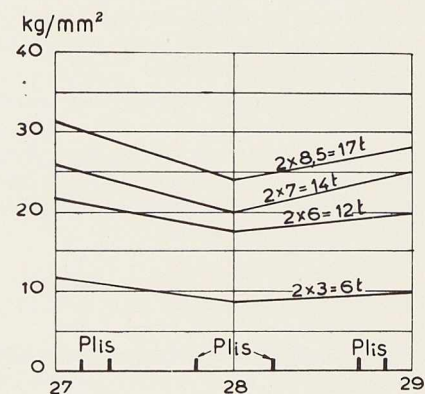


Fig. 435. Tension dans les strain gages 27 à 29 dans la barre 14 (rectifiée).

Calcul de la charge de service de la poutre

Admettons que $R_1 = 7$ kg/mm².

Nous avons vu que sous $2 \times 6 + 0,4 = 12,4$ t plus son poids mort, la membrure inférieure est tendue à 11,5 kg/mm², soit $11,5 - 7,0 = 4,7$ kg/mm² de trop. Il faut donc enlever à la charge une partie égale à

$$12 \times \frac{4,7}{23,1} = 2,44 \text{ t.}$$

La charge de service est donc de

$$0,4 + 12 - 2,4 = 10,0 \text{ t}$$

ou 2×5 t.

La tension du câble est à ce moment

$$20,4 + 0,543 \times 5 = 23,1 \text{ t}$$

soit un accroissement de 13,3 %.



Calcul de la charge de limite élastique

Soit 28 kg/mm² la limite élastique de l'acier doux, c'est-à-dire 21 kg/mm² de plus que la tension réalisée à la charge de service de $2 \times 5 = 10$ t.

Il faudra donc, pour atteindre la limite élastique, ajouter à $2 \times 5 = 10$ t une charge valant

$$12 \frac{21}{23,1} = 10,9 \text{ t.}$$

La charge de limite élastique est donc de

$$10 + 10,9 = 20,9 \text{ t}$$

soit $2 \times 10,45$ t.

La sécurité vis-à-vis de la limite élastique est donc de

$$\frac{20,9}{10} = 2,09$$

si on ne tient pas compte du poids mort et de 2 si on en tient compte.

Sous cette charge de limite élastique, l'effort du câble est de

$$20,4 + 0,543 \times 10,45 = 26,1 \text{ t}$$

soit une tension de 83 kg/mm².

Sous la charge de limite élastique, la tension dans le montant 23 est de

$$-0,9 - 11,1 \frac{20,9}{12,0} = -20,2 \text{ kg/mm}^2,$$

et dans la membrure supérieure

$$-0,6 - 12,7 \frac{20,9}{12,0} = -22,8 \text{ kg/mm}^2.$$

En appliquant à ces tensions le coefficient de majoration dû au flambage, elles deviennent

Pour le montant :

$$-20,2 : 0,83 = -24,4 \text{ kg/mm}^2$$

Pour la membrure supérieure :

$$-22,8 : 0,88 = -25,9 \text{ kg/mm}^2$$

Ces éléments n'atteignent pas encore leur limite élastique. Il est toutefois à remarquer que dans le dispositif d'essai, on n'a pas guidé la poutre transversalement, de sorte que le flambement d'ensemble de la membrure est à craindre.

Le tableau VII résume clairement les résultats précédents; c'est un tableau de valeurs calculées : (Somme corrigée signifie compte tenu du coefficient de flambage de nœud à nœud.)

L'économie de poids par rapport à la poutre ordinaire portant 2×5 t avec $R = 14$ kg/mm² est ici de 7,6 %. L'économie de prix est de l'ordre de 2,2 %. La poutre est trop courte pour qu'on puisse s'attendre à une économie sérieuse.

Continuation de la charge jusqu'à rupture

Le tableau VIII donne une comparaison entre les tensions calculées et mesurées sous la charge de $2 \times 8,5 = 17$ t.

Ce tableau appelle les mêmes remarques que le précédent, en ce qui concerne la comparaison entre les résultats calculés et mesurés. Ne pas oublier que pour transformer les lectures des strain gages en tension, nous les multiplions par $E = 20\,000$ kg/mm². Si nous prenions 21 500, la moyenne mesurée dans la membrure inférieure au milieu (+ 28,0) deviendrait 29,9, qui ne diffère plus que de 9 % de la tension calculée. Le plus grand écart existe toujours pour le premier montant intérieur.

Tension en kg/mm²

	Préc.	P. m.	$2 \times 0,2$ t	$2 \times 4,8$ t	Somme	Somme corrigée	$2 \times 10,25$ t	Somme	Somme corrigée
Membrure supér. . . 7	0	- 0,6	- 0,4	- 10,2	- 11,2	- 12,7	- 21,8	- 22,8	- 25,9
Membrure infér. . . 14	- 13,4	+ 1,2	+ 0,8	+ 18,4	+ 7,0	+ 7,0	+ 39,3	+ 27,9	+ 27,9
Montants 23	0	- 0,9	- 0,4	- 8,8	- 10,1	- 12,2	- 18,9	- 20,2	- 24,4
Diagonales 15	0	+ 0,8	+ 0,3	+ 7,8	+ 8,9	+ 8,9	+ 16,6	+ 17,7	17,7
ΔX en %	0	0	0,5	12,8	13,3	—	27,3	27,8	—
τ_c	65,0	0	0,3	8,3	73,6	—	17,7	83,0	—
f	- 15,9	+ 2,4	+ 1,4	+ 34,3	+ 22,2	—	73,3	61,1	—

TABLEAU VII. — Valeurs calculées de la tension en kg/mm² pour la charge de limite élastique.



	Strain-gage	Tension	
		calculée	mesurée
Membrane supérieure about	1	— 2,8	
	2	— 2,8	
	3	— 2,8	
Membrane inférieure about	4	— 2,0	
	5	— 2,0	
	6	— 2,0	
Diagonale about	7	+ 13,9	+ 4,8
	8	+ 13,9	+ 16,2 ^{Moy}
	9	+ 13,9	+ 19,0
	10	+ 13,9	+ 16,4 ^{+12,1}
	11	+ 13,9	+ 4,6
Montant about	12	— 15,7	— 11,9
	13	— 15,7	^{Moy}
	14	— 15,7	— 11,0 ^{—11,4}
	15	— 15,7	
Membrane supérieure milieu	16	— 18,0	— 7,6
	17	— 18,0	— 24,4
	18	— 18,0	— 47,2
	19	— 18,0	— 43,5
	20	— 18,0	^{Moy}
	21	— 18,0	— 22,8 ^{—20,9}
	22	— 18,0	
	23	— 18,0	— 18,8
	24	— 18,0	— 14,4
	25	— 18,0	— 8,5
	26	— 18,0	— 1,4
Membrane inférieure milieu	27	+ 32,8	+ 31,4
	28	+ 32,8	+ 24,2 ^{Moy}
	29	+ 32,8	+ 28,4 ^{+28,0}
Diagonale milieu	30	0	
	31	0	
	32	0	+ 1,2
	33	0	
	34	0	

TABLEAU VIII. — Valeur des tensions relevées par les strain gages et valeurs calculées sous une charge de $2 \times 8,5$ tonnes.

La tension réelle dans la membrane inférieure de la zone milieu est ici à $2 \times 8,5 = 17$ t de

$$-28,0 + 1,2 + 0,8 - 13,4 = +16,6 \text{ kg/mm}^2$$

alors que le calcul donne $21,2 \text{ kg/mm}^2$.

L'effort du câble à $2 \times 8,5 = 17$ t est de

$$20,4 + 0,543 (8,5 + 0,2) = 25,2 \text{ t}$$

soit une augmentation de 23,2 %.

La tension de l'acier du câble est de 80 kg/mm^2 . La flèche mesurée sous $2 \times 8,5 = 17$ t vaut 90,8 mm contre une flèche calculée de 60,5 mm; la cause est sans doute le glissement dans les assemblages.

Enfin, l'allongement du câble est de 12,9 mm contre 11,1 mm calculés. Cela semble prouver que le câble est plus tendu que l'on ne suppose, l'écart étant de 16,2 %, soit 4 080 kg; cela donne une diminution de tension dans la membrane inférieure au milieu de $2,7 \text{ kg/mm}^2$. A noter que ces $2,7 \text{ kg/mm}^2$ ajoutés aux 29,9 mesurés (avec $E = 21\,500$) conduit à $32,6 \text{ kg/mm}^2$ à comparer aux 32,8 calculés.

A la charge de $2 \times 8,75 = 17,5$ t, la membrane supérieure a flambé dans son ensemble faute de guidage latéral. C'est un phénomène qui n'a rien à voir avec ce que nous étudions.

Application

Sur la figure 436, nous montrons le schéma d'un portique précomprimé pour hangar d'avions de 150 mètres de portée avec poutres distantes de 2,50 m; la hauteur des poutres n'est que de 4,50 m.

Autre forme de précontrainte

Voici une tout autre idée qu'on essaie de mettre au point aux Etats-Unis.

On lamine des poutrelles dont la table inférieure présente des rainures (fig. 437), dans lesquelles on place des fils à haute limite élastique. On précomprime l'acier à l'aide de ces fils et ensuite on refait un laminage à 200° C pour fermer les lèvres des rainures et obtenir l'adhérence; on a d'ailleurs interposé de la poudre de carborandum entre les fils et l'acier doux. On peut alors relâcher la traction sur les fils et on a une poutrelle précomprimée qu'on peut scier à longueur comme on veut.



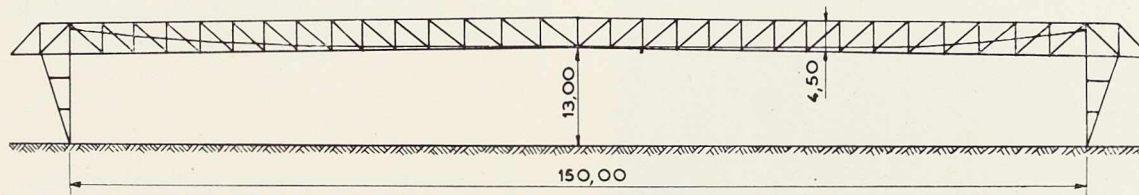


Fig. 436. Schéma d'un portique précomprimé pour hangar d'avion.

La figure 438 montre la comparaison entre une poutrelle genre Grey à tables symétriques et non précomprimée, avec une de même poids au mètre courant et précomprimée à l'aide de 10 ϕ 5 tendus à 100 kg/mm².

La première est calculée à 14 kg/mm², la seconde à 7 kg/mm² (R_1). Leurs moments résistants sont respectivement de 176 t/m et 241 t/m. On gagne donc 37 % en moment résistant sous poids mort identique. En d'autres termes, si les poutrelles ordinaires conviennent, avec certaines entre-distances entre elles, pour un pont de 20 mètres de portée, la poutrelle précomprimée conviendra avec la même entre-distance pour un pont analogue de 23,40 m de portée. Il semblerait

y avoir également une sérieuse économie en prix de revient.

Conclusion

Nous avons montré, dans le présent travail, que la précompression appliquée à la charpente métallique conduit à des économies considérables, tant en poids qu'en prix de revient.

Nous avons démontré, par l'essai d'une poutre, que le calcul permet de trouver les tensions élastiques dans une poutre précomprimée avec le même degré d'exactitude que dans une poutre classique.

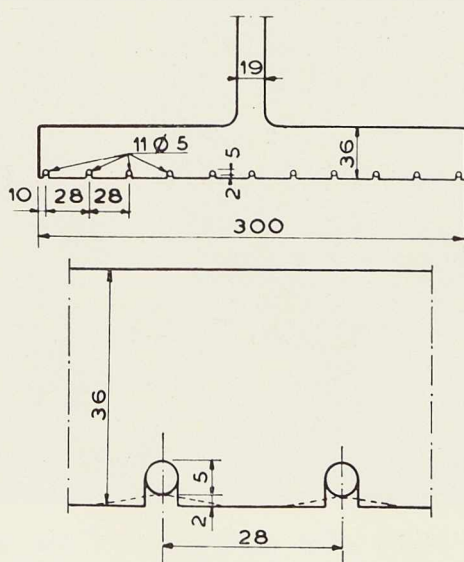


Fig. 437. Poutrelle comportant dans la semelle étirée des câbles de précontrainte.

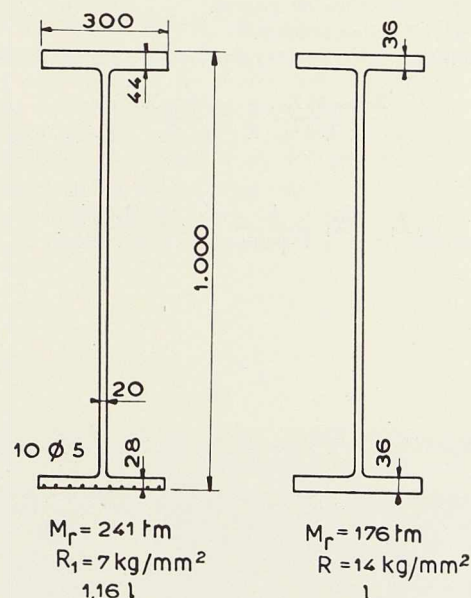


Fig. 438. Gain de poids d'une poutrelle à semelles non symétriques, la semelle étirée étant précomprimée, par rapport à une poutrelle standard.

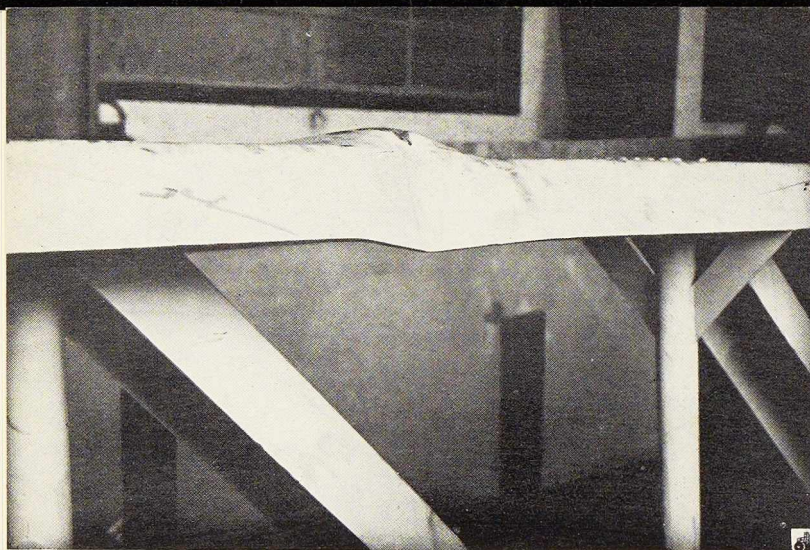


Fig. 439. Vue de la poutre après flambage de la membrure supérieure.

En tendant la 3^e paire, chacune de deux premières perdent $\Delta_3 X_1$ qui vaut

$$\Delta_3 X_1 = X_1 \frac{1}{2 + nz}.$$

Si on tend la n^e paire, chacune des paires précédentes perd $\Delta_n X_1$, qui vaut

$$\Delta_n X_1 = X_1 \frac{1}{n - 1 + nz}.$$

Pour sommation, il en résulte pour l'effort total X_i quand tout est fini

$$X_i = X_1 \times \left[n - \frac{1}{1 + nz} - \frac{2}{2 + nz} - \dots - \frac{n - 1}{n - 1 + nz} \right]$$

et de là

$$\frac{X_i}{nX_1} = 1 - \frac{1}{n} \times \left[1 + \frac{\frac{1}{nz}}{1 + \frac{1}{nz}} + \frac{\frac{2}{nz}}{1 + \frac{2}{nz}} + \dots + \frac{\frac{n-1}{n-1}}{1 + \frac{n-1}{nz}} \right]$$

ou approximativement

$$\frac{X_i}{nX_1} = \frac{2nz + \frac{n-1}{n}}{2nz + n - 1}.$$

Ce rapport est une fonction décroissante de n et sa limite pour $n = \infty$ est

$$\lim_{(n=\infty)} \frac{X_i}{nX_1} = \frac{2a}{2a + 1}.$$

Les formules (5) et (6) du texte donnent

$$a = \frac{R_c - R_1 - R'}{R'}.$$

Fig. 440. Vue générale de la poutre avec ses strain gages.

Annexe

Nous allons chercher la perte totale de précompression résultant du mode opératoire consistant à tendre les fils d'un câble par paires. La mise en tension de la paire n^o n fait perdre une partie de la tension des paires 1 à $n - 1$ déjà tendues.

Supposons qu'on tende toutes les paires de fils à un effort X_1 .

Soit n le nombre de paires.

Soit la 1^{re} paire tendue.

En tendant la 2^e, la 1^{re} perd en effort $\Delta_2 X_1$ et on a

$$\frac{X_1 - \Delta_2 X_1}{\Omega_r} \frac{1}{E} = \frac{n\Delta_2 X_1}{\Omega_c} \frac{1}{E_c}$$

d'où

$$\Delta_2 X_1 = X_1 \frac{1}{1 + nz} \quad \alpha = \frac{\Omega_r}{\Omega_c} \frac{E}{E_c}.$$

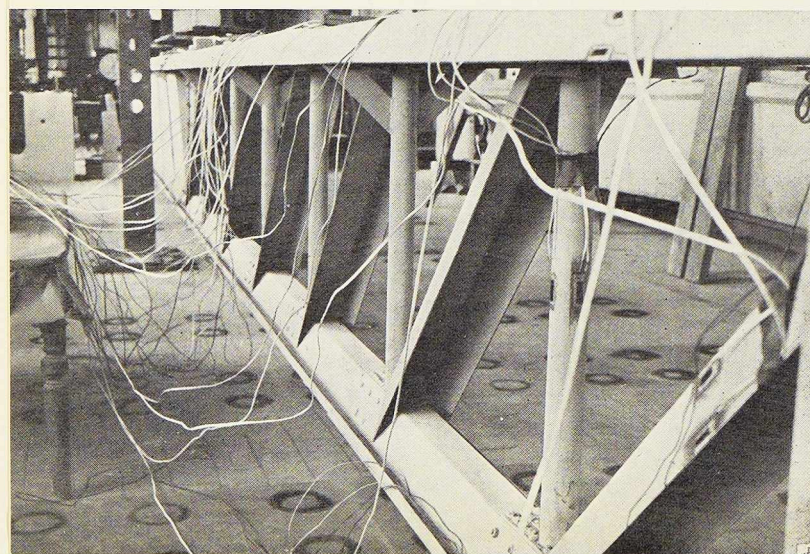


Fig. 441. Vue du dispositif de mise en charge et de quelques strain gages.

soit $\alpha = 5,65$ si $R_c = 100$, $R_1 = 7$ et $R' = 14$ kg/mm² et

$$\lim \frac{X_i}{nX_1} = 0,92 .$$

La perte totale est donc de 8%.

Avec $R_1 = 14$ kg/mm² on aurait $\alpha = 5,15$ et une perte de 9 %.

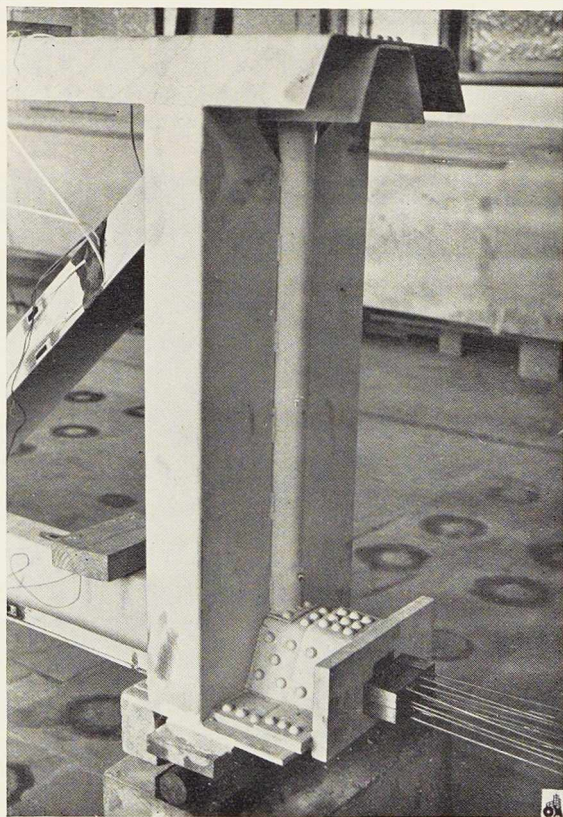
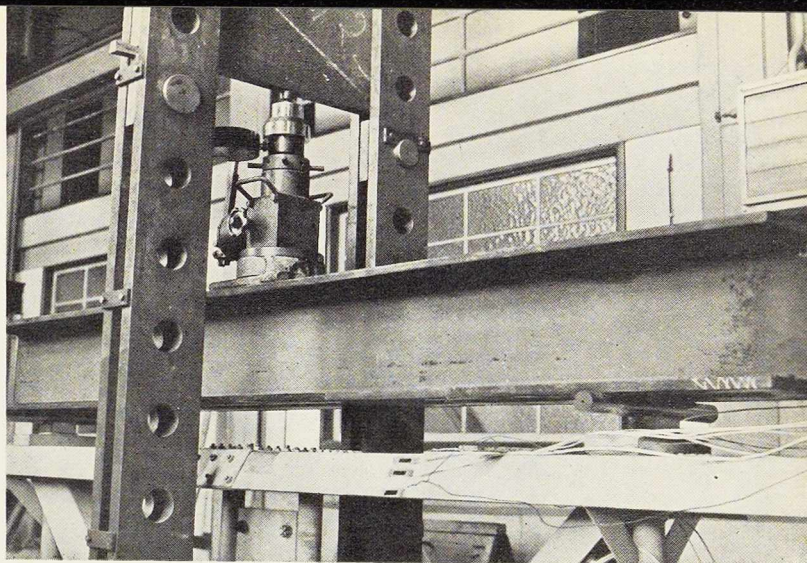


Fig. 442. Vue de l'about de la poutre avec l'ancrage des câbles de précontrainte.

Fig. 443. Vue de l'about de la poutre avec quelques strain gages.



La formule permet de déterminer la perte dans chaque cas, dès qu'on connaît n et α .

Si par exemple $n = 8$ $\alpha = 5,65$ on a

$$\frac{X_i}{nX_1} = 0,94 .$$

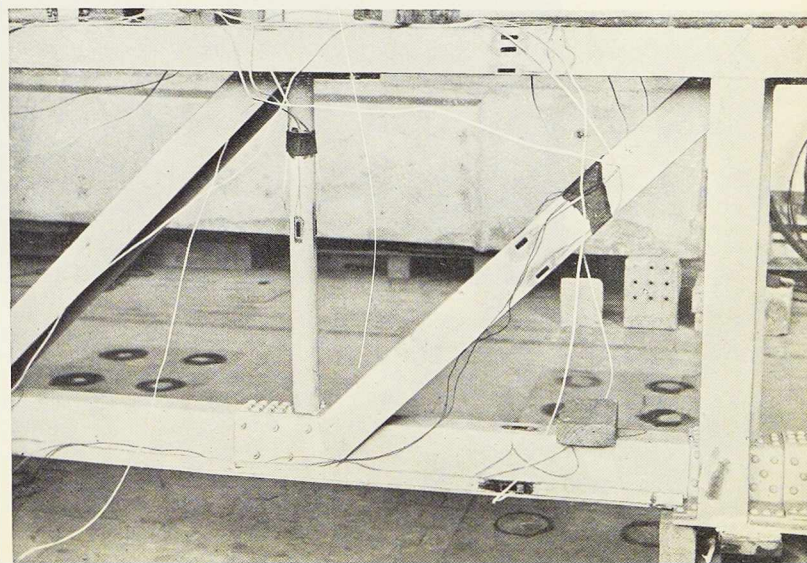
donc 6 % de perte.

Nous proposons que, dans ce cas, on tende la première paire à 12 % au delà de la moyenne à réaliser $\left(\frac{X_i}{n}\right)$ et la dernière paire exactement.

Nous avons donné des idées ne constituant qu'un programme. Il appartient aux ingénieurs des constructeurs de charpentes métalliques d'en tirer toutes les conséquences. Nous avons la conviction que ce nouveau système de construction métallique est appelé à un bel avenir.

Les photographies (fig. 439 à 443) ci-contre montrent des détails de la poutre, de son essai et du flambement de la membrure supérieure.

G. M.



E. Greiner,
Ingénieur A. I. Lg.,
Directeur du Centre Belgo-
Luxembourgeois d'Information
de l'Acier

La construction métallique au Mexique

Le Mexique, pays en pleine évolution, compte actuellement une population de près de 25 millions d'habitants dont 6 à 8 millions sont répartis dans les principaux centres.

La capitale fédérale, Mexico, est la plus ancienne ville européenne en Amérique du Nord. Bâtie sur le plateau de l'Anahuac, à 2 250 mètres d'altitude, elle jouit d'un climat particulièrement doux et agréable. Aussi, sa population est-elle en progression constante.

En 50 ans, elle a décuplé et atteint actuelle-

ment près de 3 millions d'habitants. La ville, qui couvre avec ses faubourgs une étendue de 130 km², grandit de jour en jour par la construction de régions industrielles. De larges avenues traversent Mexico. Le centre de la ville est de 25 km²; il comporte de nombreux buildings modernes de 10 à 20 étages.

A l'heure actuelle, une trentaine de buildings sont en cours de construction. En raison de la nature du sol, le problème des fondations présente de nombreuses difficultés.



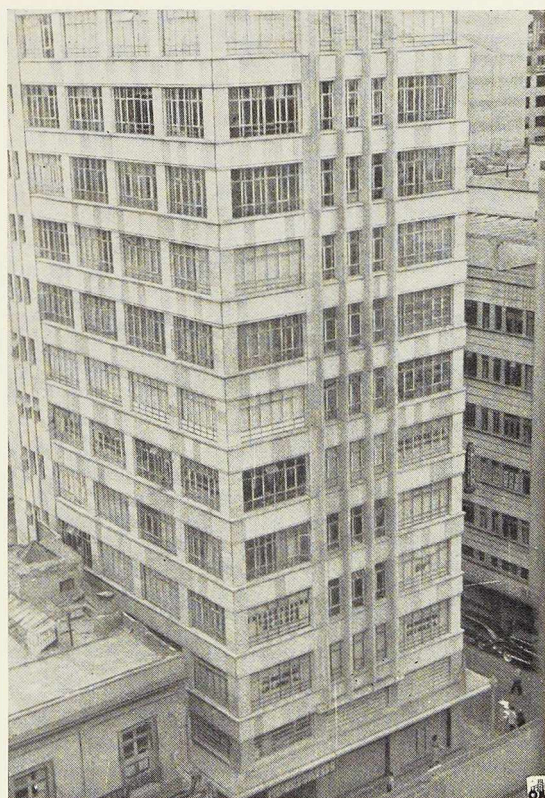
Fig. 444. Photo montrant l'influence de charges sur le terrain (un des deux bâtiments est en train de perdre son aplomb). Le building à droite étant exécuté sur caisson, restera horizontal.



Fig. 445. Bâtiment du « Secure Social » en ossature métallique construit dans le quartier « Reforma » à Mexico.

En effet, une partie de la capitale fédérale est construite sur du terrain argileux, gorgé d'eau, alternant avec des lits de sable de faible épaisseur. Par ailleurs, le niveau de la nappe aquifère varie d'année en année. Une des solutions adoptées consiste à fonder le bâtiment sur un caisson rigide en béton fortement armé, généralement établi sur des pieux en bois foncés à de grandes profondeurs.

Pour pallier aux affaissements du terrain, certains buildings sont établis sur des vérins, qui permettent de régler le niveau de la construction, à l'instar de la Tour Eiffel, à Paris.

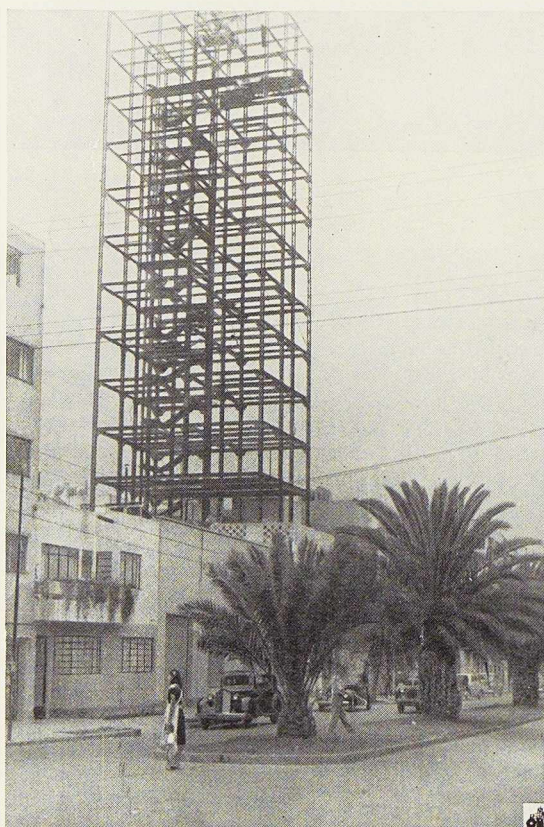


Dans les bâtiments à ossature, au Mexique, les murs extérieurs font uniquement office de remplissage et sont généralement construits après l'achèvement complet de l'ossature.

Tous les buildings comportent une ossature en acier ou en béton armé. Bien que les préférences des architectes mexicains s'orientent nettement vers l'acier, la pénurie du métal qui sévit dans le pays les oblige de recourir à d'autres matériaux. Néanmoins, la construction à Mexico absorbe de gros tonnages d'acier.

Fig. 446. Réalisation d'un building du type le plus courant.

Fig. 447. Vue d'un nouvel hôpital entièrement en ossature métallique enrobée de béton. L'enrobage est exigé par le règlement actuellement en vigueur pour lutter contre l'incendie. Ce règlement va être modifié prochainement.



La production sidérurgique du pays a augmenté dans de fortes proportions, passant de 214 442 tonnes en 1945 à 339 812 tonnes en 1949, soit une augmentation de plus de 50 %. Elle dépassera 400 000 tonnes en 1950.

Dans les environs de la ville de Mexico on trouve un nombre important de petits laminoirs dont l'existence est basée sur le relaminage de mitraille et petits lingots produits au four électrique en simple fusion.

Par ailleurs, les transformateurs mexicains travaillent d'importants tonnages de demi-produits importés d'Europe et d'Amérique. En 1949, le Mexique a importé environ 80 000 tonnes de produits représentant une valeur de près de 82 millions de pesos (environ 475 millions de francs belges).

Les vues qui illustrent cet article montrent quelques réalisations récentes d'architectes mexicains.

E. G.

Fig. 448. Une des nombreuses ossatures métalliques actuellement en construction à Mexico.



CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois d'avril 1950

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Avril	1950	281 613	180 455	462 068
Mars	1950	297 583	197 056	494 639
Janv.-avril	1950	1 163 693	716 172	1 879 865
Jan.-avr.	1949	1 472 907	915 806	2 388 713

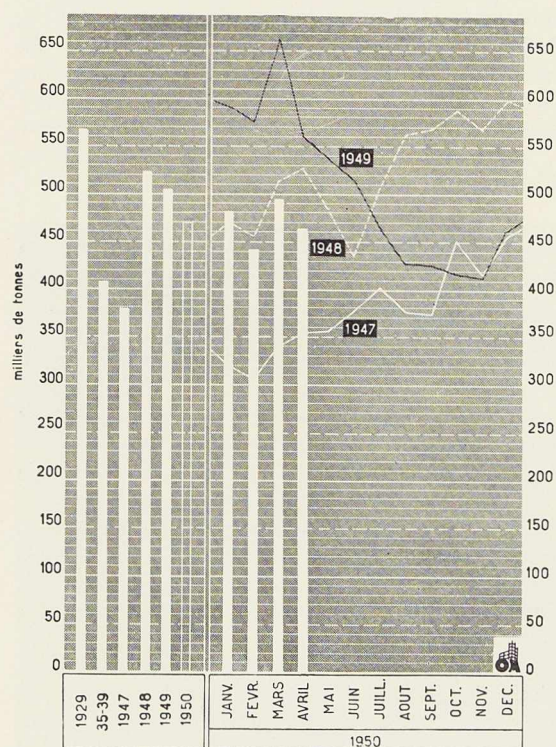


Fig. 449. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

La cadence de production n'a guère varié, par rapport au mois précédent. L'infériorité du tonnage produit s'explique par le nombre anormal de jours fériés. La comparaison de la production de 1950, par rapport aux quatre premiers mois de 1949, particulièrement favorisés, fait nettement ressortir le recul de notre activité. Les commandes enregistrées gardent une certaine ampleur, mais les prix de vente sont toujours aussi peu satisfaisants.

La France et l'Angleterre ont relevé très fortement leur capacité de production, la Hollande entend doubler la sienne et l'Allemagne elle-même aura sans doute à présenter bientôt de nouvelles demandes.

Marché intérieur

On ne relève toujours aucun élément nouveau. Les cotations se maintiennent à un niveau insuffisant. Les délais de fourniture sont réduits : ils atteignent huit semaines pour les seules tôles fines pour lesquelles la demande est assez forte.

On a remarqué que la Hollande, comprise dans notre marché intérieur, a réduit ses achats en Belgique, du fait de la concurrence anglaise et surtout française. Nous continuons cependant à livrer à la Hollande environ la moitié des tonnages qu'elle importe et qui, pour 1949, ont été d'environ 1 000 000 de tonnes.

On sait que la Hollande prépare une forte extension de sa propre capacité de production, notamment en ce qui concerne les produits plats. D'ici quelques années elle pourra sans doute satisfaire à ses besoins dans ce genre de produits, voire même en envisager l'exportation.

En fabrications métalliques, le mois de mars a enfin apporté un revirement : le total des commandes enregistrées a été de 935 millions de francs, contre 860 millions en février. Les expéditions du mois de mars ont atteint le total de 128 243 tonnes contre 113 671 tonnes en février.

Mars Février

Produits de la tôle	19 523	17 139
Accessoires mét. du bât.	7 894	7 621
Ponts et charpentes	17 067	7 229
Matériel de chemin de fer et tramways	3 870	5 418

On note une forte concurrence allemande en produits de fonderie, moteurs et machines-outils. Il y a du chômage en construction électrique et chez les constructeurs de matériel roulant.

Marché extérieur

Alors que l'Angleterre continue à battre ses propres records de production (avec une cadence de 17 millions de tonnes par an) et qu'aux Etats-Unis il y a pénurie d'acier bien que l'industrie travaille à 100 % (cadence de 90 millions de tonnes), nos usines éprouvent de sérieuses difficultés à maintenir des carnets de commandes permettant une marche normale des laminaires.

Les marchés nordiques et ceux de l'Amérique du Sud marquent une forte réduction des tonnages reçus. Une certaine compensation s'établit par les achats nord-américains. Aux Etats-Unis reparait en effet un certain déficit, notamment pour les tôles fines qui sont très demandées. Pour lutter contre les importations européennes, les usines américaines auraient demandé une réduction des taux de transport sur les chemins de fer de l'Est. On prévoit aux Etats-Unis que la production d'automobiles dépassera, au deuxième trimestre, de 10 % celle du premier trimestre.

Un accord conclu avec la Pologne comporte pour 45 millions de francs de produits sidérurgiques et 110 millions de francs de produits Fabrimétal. L'inexistence d'un accord avec l'Argentine et le Brésil s'avère comme très préjudiciable pour l'Union Economique.

A l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.)

Au cours de l'Assemblée générale du Groupement belge des membres de l'A. I. P. C., qui s'est tenue à Bruxelles, le 28 avril 1950, M. Emmanuel Greiner, Directeur de C. B. L. I. A., a été nommé Trésorier du Groupement belge et membre du Comité permanent, en remplacement de M. Nihoul.

M. H. Louis, Ingénieur-Directeur des Ponts et Chaussées, a été nommé Secrétaire du groupement.

Inauguration du pont de la Barge à Gand

M. Buisseret, Ministre des Travaux Publics, a inauguré, en mai 1950, le pont de la Barge.

Ce pont, devant desservir dans les deux sens le trafic sur la route Bruxelles-Ostende, est orienté sensiblement dans la direction des rues qui constituent les éléments de la route de l'Etat, notamment les rues du Nord et du Phénix. L'ouvrage est un pont biais, ayant une distance entre appuis de 28,50 m. La flèche du pont est de 3,52 m, ce qui donne un surbaissement d'environ 1/8.

Le pont de la Barge a une largeur mesurée entre les gardes de corps de 16 mètres, dont 12 mètres pour la chaussée et 2 x 2 mètres pour les trottoirs.

L'ossature métallique comporte 10 poutres principales espacées de 1,60 m, les trottoirs étant en porte à faux de 0,80 m. Malgré son obliquité, le pont de la Barge ne renferme que des éléments droits. Il se compose pratiquement de 9 ponts droits de 1,60 m de largeur juxtaposés en retrait les uns des autres.

Le pont de la Barge a été construit par la S. A. des Ateliers Métallurgiques de Nivelles, sous la haute direction de M. Emile Colle, Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées, Service des Routes, à Gand.

Conférence de M. Suter

M. H. Suter, Architecte à Bâle, a fait, le 30 mai 1950, sous les auspices du C. B. L. I. A., à la Société Royale Belge des Ingénieurs et Industriels, une intéressante conférence intitulée « Quelques idées d'un architecte sur l'emploi des charpentes métalliques dans la construction ».

Dans un exposé introductif, M. Suter a souligné que les ressources naturelles de la Suisse étaient à peine suffisantes pour nourrir la moitié de la population.

Il résulte de cette situation que la Confédération Helvétique est obligée d'exporter une grande partie de sa production industrielle pour pouvoir importer les matières premières nécessaires à sa population.

L'économie suisse étant basée sur les fabrications de qualité, il importe que les industriels disposent de bâtiments modernes, facilement transformables pour pouvoir suivre l'évolution des fabrications. L'acier présente dans ce domaine des avantages incontestables.





Fig. 450. Vue aérienne du vaste complexe formé par les bâtiments des usines chimiques C. I. B. A. à Bâle. Architectes : Suter & Suter. Photo Niffenegger.

Foire Internationale de Bruxelles 1950

A la Foire de Bruxelles 1950, le Grand-Duché de Luxembourg était représenté par une participation officielle.

C'était une succession de stands, dont chacun était consacré à un secteur déterminé de l'économie luxembourgeoise.

Il allie en effet à une rapidité de montage, de grandes possibilités de transformation et d'adaptation des halls industriels. M. Suter a montré plusieurs exemples de constructions industrielles remarquables où l'emploi de l'acier a permis de réaliser des halls de grande portée, abondamment éclairés et offrant le minimum d'encombrement.

En Suisse, des établissements industriels et bancaires importants ont recours à l'ossature métallique, dont les mérites justifient parfois un prix de revient supérieur à d'autres matériaux.

Le Groupement des Industries Sidérurgiques Luxembourgeoises avait monté le même stand qu'à la Foire d'Utrecht : grands photomontages montrant des éléments de paysages industriels et à l'avant-plan un assemblage très décoratif des nombreux profils qui sont laminés dans le Grand-Duché de Luxembourg.

La section luxembourgeoise à la Foire de Bruxelles donnait une idée assez complète de l'ampleur et de la diversité du programme de fabrication des multiples industries, travaillant et transformant les métaux.

Des photos montraient des vues extérieures et des réalisations particulièrement intéressantes des établissements luxembourgeois et notamment celles des Anciens Etablissements Paul Wurth, Ateliers de Construction, J. Kihn, etc.

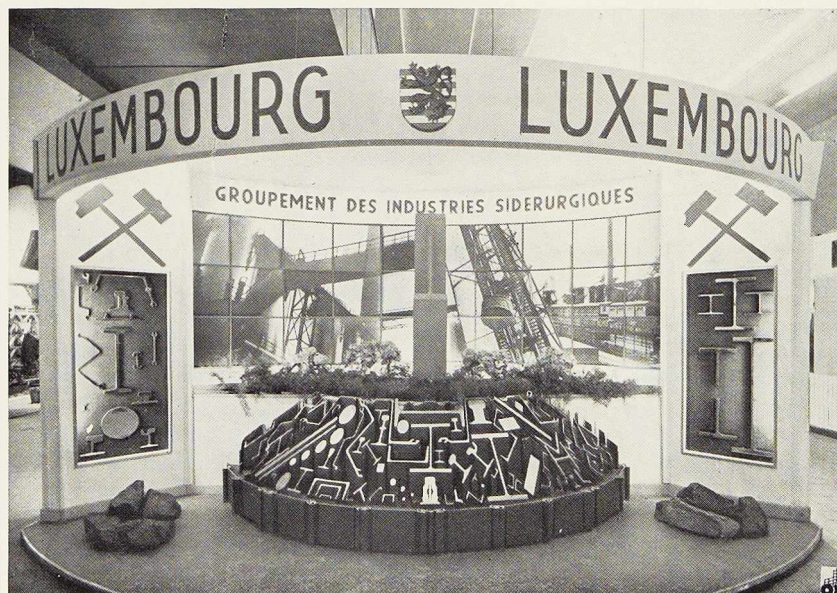


Fig. 451. Stand du Groupement des Industries Sidérurgiques Luxembourgeoises à la Foire Internationale de Bruxelles.

Photo Photodocument.

Travaux à l'Institut Belge de Normalisation (I. B. N.)

L'Institut Belge de Normalisation vient d'éditer la norme suivante :

NBN 208 : Baies et châssis de fenêtres.

Rappelons la série de normes se rapportant au même groupe :

NBN 180 : Directives fondamentales;

NBN 181 : Directives générales applicables à la maçonnerie;

NBN 217 : Hauteurs d'étage.

Errata

Dans l'article du Professeur G. Magnel, p. 311, 1^{re} colonne, 4^e ligne, lire « précomprimée à l'aide de 20 ϕ 7... ».

6^e ligne, lire : « La première est calculée à 14 kg/mm², la seconde aussi (RI). »

Fig. 438, lire : « 20 ϕ 7 » (au lieu de 10 ϕ 5).

ECHOS ET NOUVELLES

Construction d'un pont-rail à Nimy-Maizières

Les Ateliers Métallurgiques de Nivelles procèdent actuellement au montage d'un pont-rails à double voie à Nimy-Maizières.

Cet ouvrage, du type en treillis en losange, a une portée de 60 mètres.

Le poids de la partie métallique est de 570 tonnes environ. La figure 452 montre l'ouvrage placé sur un pont de service, 1 mètre au-dessus de son niveau normal.

Le hall des chaudières de la Centrale des Awirs

La S. A. Union des Centrales Electriques, Liège-Namur-Luxembourg (Linalux), fait actuellement construire aux Awirs (Province de Liège), une centrale thermique qui comprendra en premier stade, deux turbo-groupes de 50 000 kW et quatre chaudières de 130 t/h.

Le hall des chaudières a une hauteur totale de

45 mètres au-dessus du sol, une largeur de 23 mètres en une seule partie et une longueur de 82,50 m.

L'ossature du hall (fig. 453) a été réalisée suivant une conception du Bureau d'Etudes Industrielles F. Courtoy, à Bruxelles, auteur de projet des bâtiments de la centrale.

L'ossature métallique comprend onze colonnes en poutrelles DIE 55 de 24,60 m de hauteur, supportant, d'une part, un chemin de roulement pour pont de 3 tonnes, d'autre part une charpente de toiture à versants portants.

La S. A. Constructions et Entreprises Industrielles, à Bruxelles, entrepreneur général des bâtiments, a confié le calcul de la charpente au Bureau d'Etudes Robert et Musette, l'exécution et le montage étant assumés par les Ateliers Métallurgiques de Nivelles. Le tonnage de l'acier mis en œuvre est de l'ordre de 200 tonnes; le mât du montage utilisé a une hauteur de 47 mètres et une charge utile de 12 tonnes.



Fig. 452. Pont-rails à double voie de Nimy-Maizières, en cours de montage.

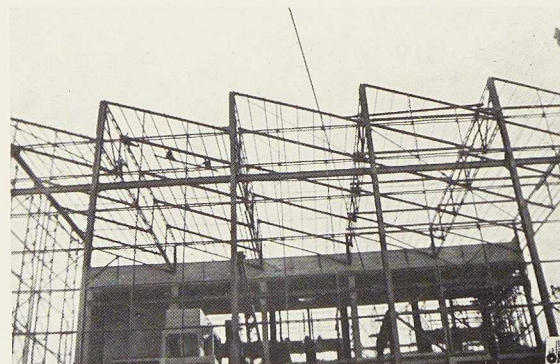


Fig. 453. Charpente métallique du hall des chaudières de la Centrale thermique, aux Awirs (Province de Liège).

Bibliothèque

Nouvelles entrées ⁽¹⁾

Stahl in Hochbau (L'acier dans la construction métallique)

Un volume relié de 805 pages, format 16 X 23 cm, illustré de plus de 2 000 figures et de nombreux tableaux, édité par Verlag Stahleisen, Düsseldorf, 11^e édition, 1949. Prix : 24 D. M.

Nous avons donné, dans *L'Ossature Métallique*, des comptes rendus détaillés des éditions précédentes (janvier 1936 pour la 9^e édition et novembre 1938 pour la 10^e édition).

Cette nouvelle édition, dont le besoin s'est fait sentir depuis longtemps, a été différée jusqu'à présent, par suite des difficultés du moment.

Elle contient notamment les modifications suivantes, par rapport à l'édition précédente (modifications conformes aux dernières normes allemandes) : types de profilés; indications conformes aux règlements des assemblages par rivure et boulonnage; profilés spécialement prévus pour la construction soudée; problème du flambage : abaque pour le calcul du contreventement; réservoirs, pylônes; planches en béton armé; échafaudages; grues et engins de levage, etc.

Cet aide-mémoire, dont la réputation n'est plus à faire, est du plus haut intérêt pour tous les constructeurs.

Lexique technique, français-anglais et anglais-français, concernant le matériel de travaux publics

Un volume relié de 176 pages, format 14 X 21 cm. Edité par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1950. Prix : 700 francs français.

L'emploi croissant dans les pays d'Europe occidentale de matériel de travaux publics de fabrication anglo-saxonne, exige la connaissance de termes techniques anglais et américains et la conversion d'unités de mesures anglo-saxonnes diverses. La Fédération Nationale Française des Travaux a demandé à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics de Paris, de

constituer un lexique des mots techniques susceptibles d'être rencontrés dans les questions relatives au matériel d'entreprise.

Etabli par des ingénieurs compétents, ce lexique rendra de grands services à ceux qui le consulteront.

S. A. E. Handbook (Manuel S. A. E.) 1949

Un volume relié de 933 pages, format 14 X 21 cm, illustré de nombreuses figures, édité par la Society of Automotive Engineers (S. A. E.), New-York, 1940.

Cet important volume donne les standards les plus récents s'appliquant aux matériaux concernant la construction automobile et aéronautique.

Rappelons que la classification décimale des aciers SAE, qui sont uniquement définis par la teneur en éléments chimiques, est basée sur quatre chiffres dont les deux premiers indiquent la qualité et les deux derniers le pourcentage de carbone.

Cet ouvrage donne également les courbes de durcissement des aciers de traitement thermique et de nombreuses courbes et tableaux d'équivalence.

Application de la Résistance des Matériaux au calcul des ponts

par J. COURBON.

Un volume relié de 441 pages, format 16 X 24 cm, illustré de 341 figures. Edité par Dunod, Paris, 1950. Prix : 300 francs français.

L'ouvrage de M. Courbon, Ingénieur des Ponts et Chaussées, attaché au Service Central d'Etudes techniques au Ministère des Travaux Publics est préfacé par M. Grelot, Inspecteur général des Ponts et Chaussées de France. Après un bref rappel des méthodes applicables au type d'ouvrage qu'il considère, l'auteur passe à des applications ou à des exercices qui correspondent aux problèmes concrets se posant aux constructeurs à la fois théoriciens et praticiens. M. Courbon expose dans son livre des solutions originales, sanctionnées par l'expérience.

Après un chapitre introductif sur le calcul

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 154, avenue Louise, à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 heures à midi).



numérique en résistance des matériaux, l'auteur étudie les problèmes suivants :

Poutres droites isostatiques — Arcs à trois articulations — Systèmes triangulaires isostatiques — Déformation des poutres — Applications de la théorie du potentiel — Poutres droites hyperstatiques — Compensation des arcs — Flambement des poutres droites — Ponts suspendus à poutres de rigidité.

L'ouvrage de M. Courbon se recommande à tous les ingénieurs qui s'intéressent à la résistance des matériaux, au calcul des ponts et des différents systèmes de construction que l'on y rencontre.

Welding dictionary (Dictionnaire de la Soudure)

par R. N. THOMPSON et G. HAIM.

Un volume relié de 234 pages, format 13 × 19 cm. Edité par Louis Cassier C^o Ltd., Londres. Prix : £ 1.1.0.

L'important développement qui s'est produit dans la technique du soudage au cours des vingt dernières années a conduit les ingénieurs à étudier soigneusement les possibilités de ce mode d'assemblage dans divers pays. De même que toutes les sciences nouvelles, la soudure a donné naissance à de nombreux mots et phrases ayant une signification spéciale qu'on retrouve difficilement dans les dictionnaires courants. Aussi l'initiative de la revue britannique *Welding* de publier un dictionnaire en quatre langues (français-allemand-espagnol-anglais) sera-t-elle saluée par les ingénieurs s'intéressant à la soudure et désirant se tenir au courant des progrès de cette technique.

La compétence des auteurs ne manquera pas de faire de cet ouvrage un outil de travail très apprécié.

Au fil du rail (Fascicules XXII à XXVI)

par Fernand LEBBE.

Cinq ouvrages de 32 pages, format 21 × 31 cm, illustrés de nombreuses figures. Edités par l'Editorial Office, Bruxelles, 1950. Prix : 110 francs par fascicule.

Ces cinq brochures constituent les derniers fascicules de l'ouvrage de vulgarisation sur les Chemins de fer publiés par M. Lebbe.

Deux fascicules sont consacrés aux installations ferroviaires à l'échelle. Deux autres retracent l'histoire des chemins de fer en Belgique et au Congo belge.

Dans le dernier fascicule, l'auteur clôt son ouvrage, sur une note optimiste sur l'avenir du rail.

L'ensemble de l'ouvrage constitue une documentation intéressante sur les moyens de transport par rail.

Indicateur des produits belges 1950 (8^e édition)

Un volume relié de 1 209 pages, format 18 × 27 cm. Edité par Annales Lesigne, S. A., Bruxelles, 1950. Prix : 300 francs.

L'*Indicateur des Produits Belges* en est à sa huitième édition. La nouvelle édition contient, à côté des adresses de producteurs belges, méthodiquement classés en 3 579 rubriques, par genre de produits, un indicateur du Congo belge.

L'*Indicateur* est rédigé en trois langues : français, flamand et anglais.

Il contient la liste des principaux exportateurs et importateurs belges ainsi que la nomenclature des Chambres de Commerce, agents diplomatiques et consulaires, etc.

Stahlbau-Handbuch 1948 (Manuel de la Construction métallique 1948)

Un volume relié de 520 pages, format 11 × 16 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par le Fachverband Stahlbau, Bad Pyrmont, 1948. Prix : 18 D. M.

Par suite des événements d'après-guerre, le *Stahlbau-Kalender*, qui avait paru annuellement depuis 1935 jusqu'en 1943, dut être abandonné. L'*Ossature Métallique* en a donné un compte rendu dans son numéro d'avril 1940.

C'est le rôle de ce volume, de mettre à la disposition des ingénieurs et techniciens, sous une forme condensée, de nombreux renseignements d'ordre pratique se rapportant à la construction en acier.

Il comporte cinq parties, consacrées respectivement aux éléments de la construction métallique, aux charpentes du bâtiment, avec dispositions pour les rendre les plus économiques possible, aux ponts métalliques des divers types, aux prescriptions réglementaires, avec extrait des principales normes allemandes, et aux divers profils laminés, utilisés dans la construction.



Jubileum V. I. V. 1928-1948 (Editorial Jubilaire.
V. I. V. 1928-1948)

Un volume relié de 319 pages, format 23 × 28 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Vlaamse Ingenieursvereniging (V. I. V.), Anvers, 1949. Prix : 500 francs.

La Société Flamande des Ingénieurs V. I. V. a organisé, du 16 au 19 juin 1949, à l'occasion de la commémoration de son 20^e anniversaire, le Premier Congrès International consacré à la technique portuaire. De nombreuses études ont été présentées à ce Congrès par des ingénieurs éminents, belges et étrangers.

Les travaux du Congrès ont été divisés en quatre sections :

- a) Travaux portuaires;
- b) Outillage des ports;
- c) Manutention et conservation, dans les ports, des marchandises périssables;
- d) Sécurité dans les ports.

L'Editorial Jubilaire contient une cinquantaine des études présentées au Congrès; celles-ci, rédigées dans la langue de l'auteur, sont accompagnées d'un résumé en flamand, français, anglais et allemand.

En raison de la compétence des auteurs et de l'intérêt des sujets traités, le volume jubilaire V. I. V. constitue un ouvrage de documentation de premier ordre.

Manuel de l'Ingénieur « Hütte » (t. II)

Un volume relié de 1 458 pages, format 12 × 19 cm, illustré de 2 120 figures. Edité par la Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris et Liège, 1950. Prix : 782 francs belges.

Tout comme le premier volume, le second volume de la nouvelle édition française du Manuel de la Société Académique Hütte, sera apprécié par de nombreux ingénieurs et industriels. C'est que cet ouvrage a conquis, depuis longtemps, droit de cité et figure en bonne place dans les bibliothèques d'ingénieurs.

Le tome II du Manuel Hütte traduit sur la 27^e édition allemande a subi une refonte totale. On a notamment attaché un soin particulier à l'adjonction, aux différents chapitres, d'aperçus sur les normes les plus importantes y afférentes. D'accord avec l'Afnor, l'ouvrage contient une liste de correspondance des normes allemandes et françaises.

Le tome II comporte sept grandes divisions, qui ont pour titre : Eléments de machines — Les machines motrices — Pompes et Compresseur — Machines-outils — Manutention et stockage — Technique de la lumière — Electrotechniques.

Beiträge zur Theorie und Berechnung der Bogenstaumauern (Contributions à la théorie et au calcul des barrages arqués)

par E. BOSSHARD.

Un ouvrage de 164 pages, format 15 × 23 cm, illustré de 36 figures. Edité par la Maison A. G. Gebr. Leemann, Zürich, 1948. Prix : 14,50 fr. suisses.

Cette brochure, publiée par MM. E. Stüssi et P. Lardy, professeurs à l'Ecole Polytechnique fédérale, constitue le fascicule n° 22 des *Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik*. Elle traite de la résistance du sol lors de barrages arqués : calcul pratique des sections déterminées très complexes, des relations simples directement utilisables pour le calcul de l'élasticité des fondations.

Après une introduction consacrée à l'histoire des barrages et au développement de la théorie de ceux-ci, l'auteur donne les formules générales des efforts et moments dans les divers cas de sollicitations. Un paragraphe est consacré aux erreurs introduites lors de l'emploi de ces formules.

Un deuxième chapitre concerne les systèmes arqués : calcul pratique des sections déterminées statiquement; les équations de déformations élastiques; le calcul des charges, déformation des fondations et déformations élastiques; problèmes spéciaux.

Calcul des cadres par la méthode des déformations

par A. FISCHER.

Un ouvrage de 112 pages, format 15 × 20 cm, illustré de 73 figures. Edité par Dunod, Paris, 1950. Prix : 620 francs.

Les cadres sont d'un emploi courant dans tous les domaines de la construction. Leur calcul, par des méthodes classiques de la théorie de l'élasticité, est relativement long. L'ouvrage de l'ingénieur Fischer a pour but de donner une méthode simple de résolution s'appliquant à tous les systèmes.

La méthode des déformations ne nécessite pas de connaissances spéciales et se résume à l'établissement des équations des nœuds et des étages, équations linéaires avec les angles de déformations comme inconnues.

La méthode de M. Fischer, illustrée d'exemples variés et détaillés, permet de résoudre avec le minimum de calculs tout système hyperstatique avec ou sans déplacements horizontaux.



Bibliographie

Résumé d'articles (1)

20.0. - Réparation et reconstruction d'ouvrages d'art métalliques

André DELCAMP, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 125, mars-avril 1950, pp. 1 à 8, 129 fig.

M. André Delcamp, Ingénieur en chef à la C^{ie} de Fives-Lille, Secrétaire du Conseil de la Chambre Syndicale des Constructeurs Métalliques de France, a fait, au Centre d'Etudes Supérieures à Paris, une conférence dans laquelle il a montré que la construction métallique offrait une grande souplesse permettant les réalisations les plus hardies.

En atelier, les progrès de la construction métallique sont continus, grâce à l'emploi de l'acier mi-dur 54 ou 55 et à l'alliance judicieuse de la rivure et de la soudure.

Sur les chantiers, les ouvrages métalliques modernes se caractérisent par les avantages suivants : rapidité d'exécution, mise en place avec un minimum d'échafaudages, possibilité de maintenir la circulation pendant les travaux, reprises des fondations réduites au minimum, récupérations maxima après destruction par faits de guerre.

M. Delcamp a donné ensuite quelques exemples de réalisations d'ouvrages d'art exécutés par la C^{ie} de Fives-Lille.

Entre les deux guerres de 1914 et 1939, cette Société a déjà eu à résoudre des problèmes techniques qui se posent différemment dans chaque cas particulier et qui ont permis de mettre au point une technique originale. Après la libération, la C^{ie} de Fives-Lille a utilisé au maximum son expérience et modernisé son outillage, pour répondre aux besoins de la reconstruction. Cette œuvre de reconstruction des ouvrages d'art a été entreprise en 1944, sans attendre la fin des hostilités.

Parmi les travaux exécutés, trois exemples particulièrement spectaculaires de déblaiements et de relevages sont brièvement résumés dans cette note.

Pont de Pontoise sur l'Oise

En août 1944, les Allemands firent sauter le pont de Pontoise et détruisirent, à la fois, les travées droites et la travée semi-parabolique de 61,58 m de la portée à double voie. Le relevage

se fit au moyen de bielles et de vérins hydrauliques avec points d'attache sur les membrures supérieures jusqu'à ce que les membrures inférieures émergent. Ensuite, le relevage fut continué au moyen de vérins disposés sur les membrures inférieures. Au préalable, les tronçons avaient été séparés au découpage au chalumeau sous l'eau.

Un tablier auxiliaire de 20 mètres fut placé sur la brèche, ce qui permit de rétablir la circulation des trains sans attendre la réparation définitive de l'ouvrage. Les parties inutilisables de travée droite furent relevées au vérin et un deuxième tablier auxiliaire combla la brèche entre ces travées et les travées semi-paraboliques.

Viaduc d'Eauplet sur la Seine

C'est un pont-rails biais à deux voies constitué par deux ponts identiques successifs, composés chacun de deux tabliers en poutre continue de 93,20 m et 83,96 m de portée, d'un poids total de 3 500 tonnes.

Au lendemain de la bataille de Normandie, en 1944, le viaduc d'Eauplet s'est trouvé en fort mauvais état.

Dès fin 1944, les réparations ont commencé. L'ouvrage a été reconstruit en six phases dont les deux premières ont été consacrées aux calages en vue d'éviter de nouveaux mouvements de l'ouvrage et au découpage des parties avariées hors de l'eau.

Pendant la troisième phase, on a procédé au soulèvement d'un tronçon pesant 500 tonnes. Les quatrième et cinquième phases ont été consacrées au battage de nouvelles palées. Enfin la sixième phase fut celle des réparations définitives qui ne nécessitèrent qu'un tonnage de pièces neuves réduit : 75 % du tonnage de l'ouvrage avaient été récupérés.

Pont de la Baumassee sur le Canal d'Arles à la Mer

Cet ouvrage est constitué par une travée biaise de 56 mètres de portée à deux voies. Le pont était tronçonné en deux morceaux, l'un de 35 mètres, l'autre de 23 mètres. L'ouvrage s'était effondré lors du passage d'un train et la locomotive était prise dans le petit tronçon, le tender coincé entre le grand et le petit tronçon. La S. N. C. F. désirait récupérer, à la fois, le pont et la locomotive.

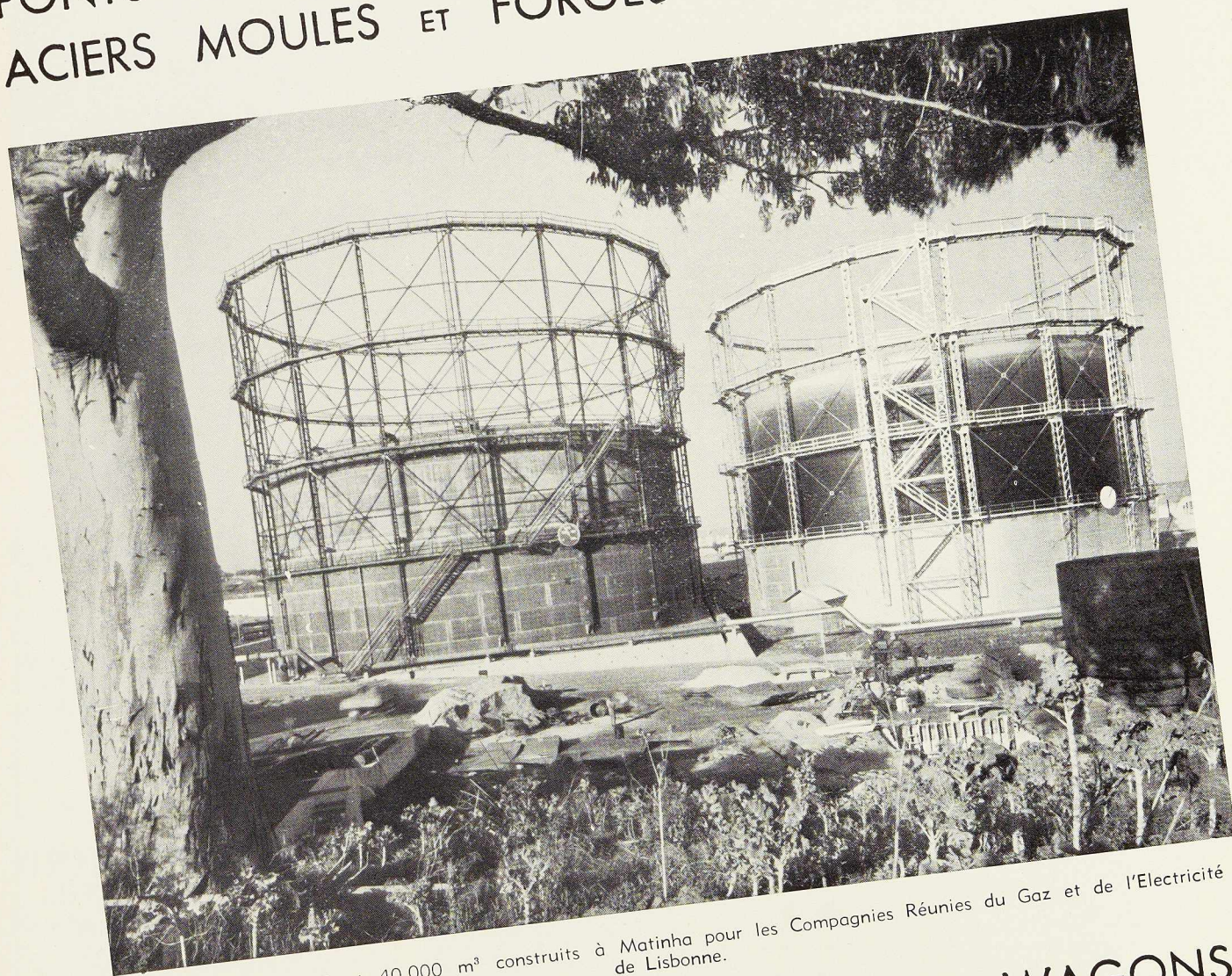
Pour cela, il fallut d'abord caler le petit tronçon qui s'appuyait seulement sur trois points : deux au fond de l'eau, un troisième sur le quai. Au moyen d'un treuil on a dégagé le tender. Le grand tronçon a été relevé au moyen d'un grand portique de 100 tonnes, tandis que pour le petit tronçon on a utilisé des bielles et des vérins.

(1) La liste des périodiques reçus par notre Association a été publiée dans le n° 10-1948 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification dont le tableau a été publié dans le même numéro de *L'Ossature Métallique*, p. 442.



CHEVALEMENTS ET PYLONES
 GAZOMETRES ET RESERVOIRS
 PONTS ET CHARPENTES
 ACIERS MOULES ET FORGES



Gazomètres de 30.000 et 40.000 m³ construits à Matinha pour les Compagnies Réunies du Gaz et de l'Electricité de Lisbonne.

VOITURES ET WAGONS
 AUTORAILS ET AUTOMOTRICES
 LOCOMOTIVES ELECTRIQUES

BAUME & MARPENT

SOCIETE ANONYME

HAINE-SAINT-PIERRE, MORLANWELZ (BELGIQUE)
 MARPENT (NORD-FRANCE)

SOCIÉTÉ ANONYME

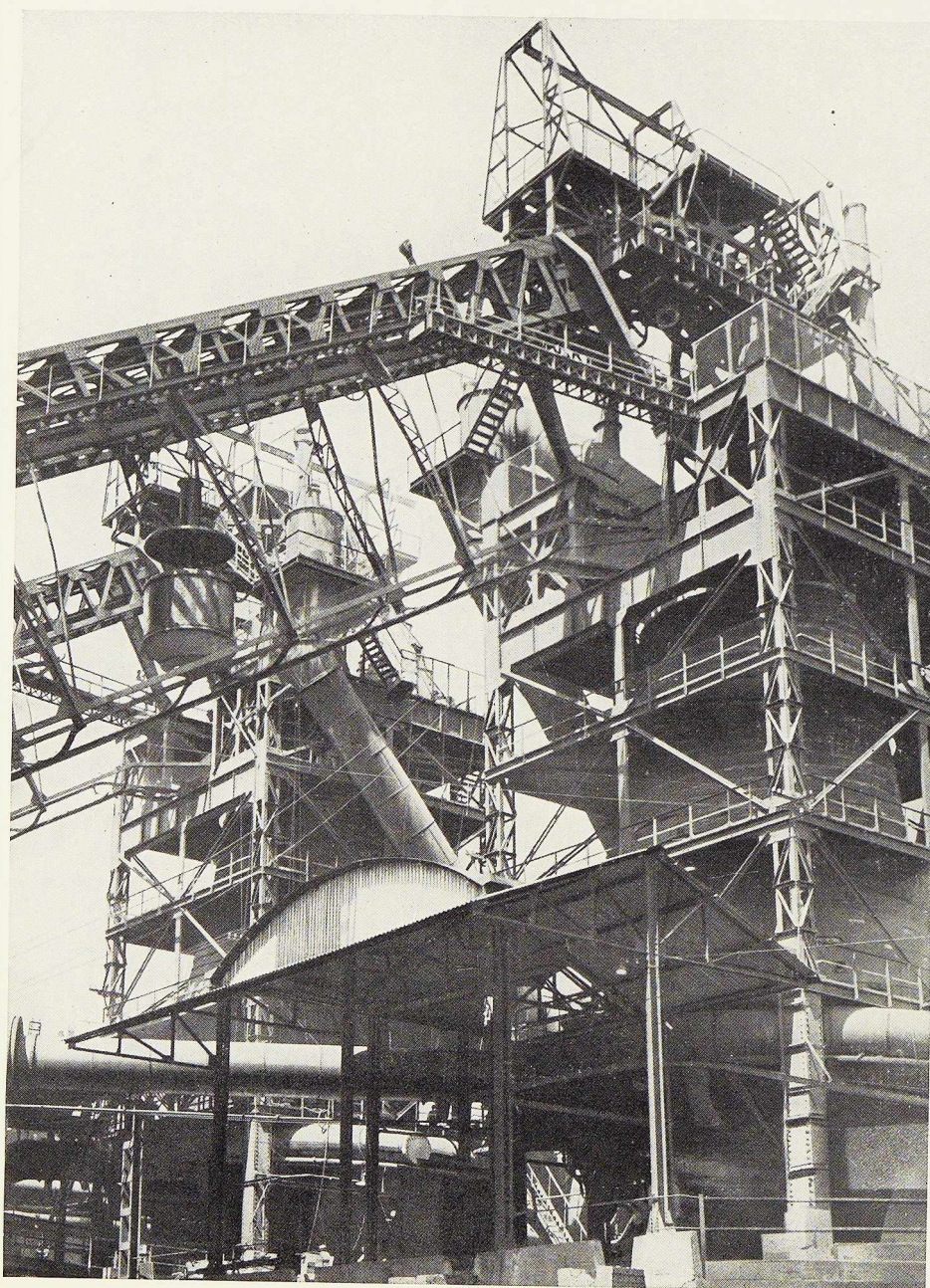
USINES GUSTAVE BOËL

LA LOUVIÈRE (BELGIQUE)

TÉLÉPHONES : 231.21 - 231.22 - 231.23 - 231.24

TÉLÉGRAMMES : BOËL, LA LOUVIÈRE

BOËL



Division LAMINOIRS

LARGES PLATS
TÔLES LISSES, TÔLES STRIÉES,
TÔLES À LARMES
RONDS À BÉTON - FIL MACHINE
RAILS - ÉCLISSES
DEMI-PRODUITS

Division FONDERIE D'ACIER

Moulage d'acier : Toutes pièces d'acier moulé brutes et parachevées pour matériel de chemin de fer et industries diverses. Spécialités de centres de roues et cuves à recuire pour feuillards, fils, tôles fines, etc. Essieux - Bandages - Trains montés - Pièces de forge.

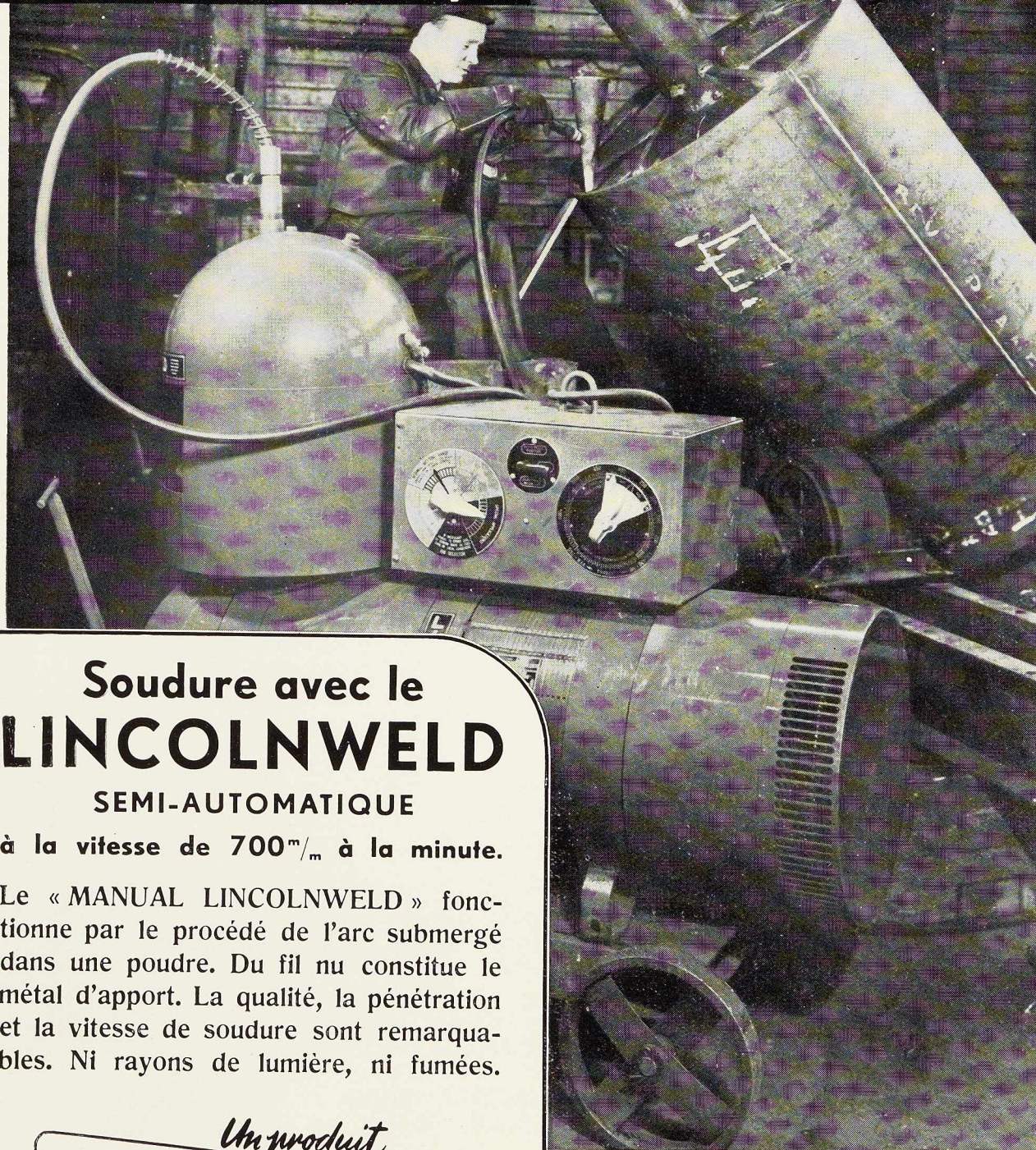
Division BOULONNERIE

Boulons - Crampons - Tirefonds et rivets.

Produits D I V E R S

Cokes industriels et domestiques - Goudron
- Sulfate d'ammoniaque - Huiles légères.
Laitiers granulés et concassés - Scories Thomas.

75% moins de Temps



Soudure avec le LINCOLNWELD SEMI-AUTOMATIQUE

à la vitesse de 700^m/m à la minute.

Le « MANUAL LINCOLNWELD » fonctionne par le procédé de l'arc submergé dans une poudre. Du fil nu constitue le métal d'apport. La qualité, la pénétration et la vitesse de soudure sont remarquables. Ni rayons de lumière, ni fumées.

Un produit

Lincoln

Distributeur :

**ARMCO - 22, rue de la Loi
Bruxelles - Tél. 12.23.15**

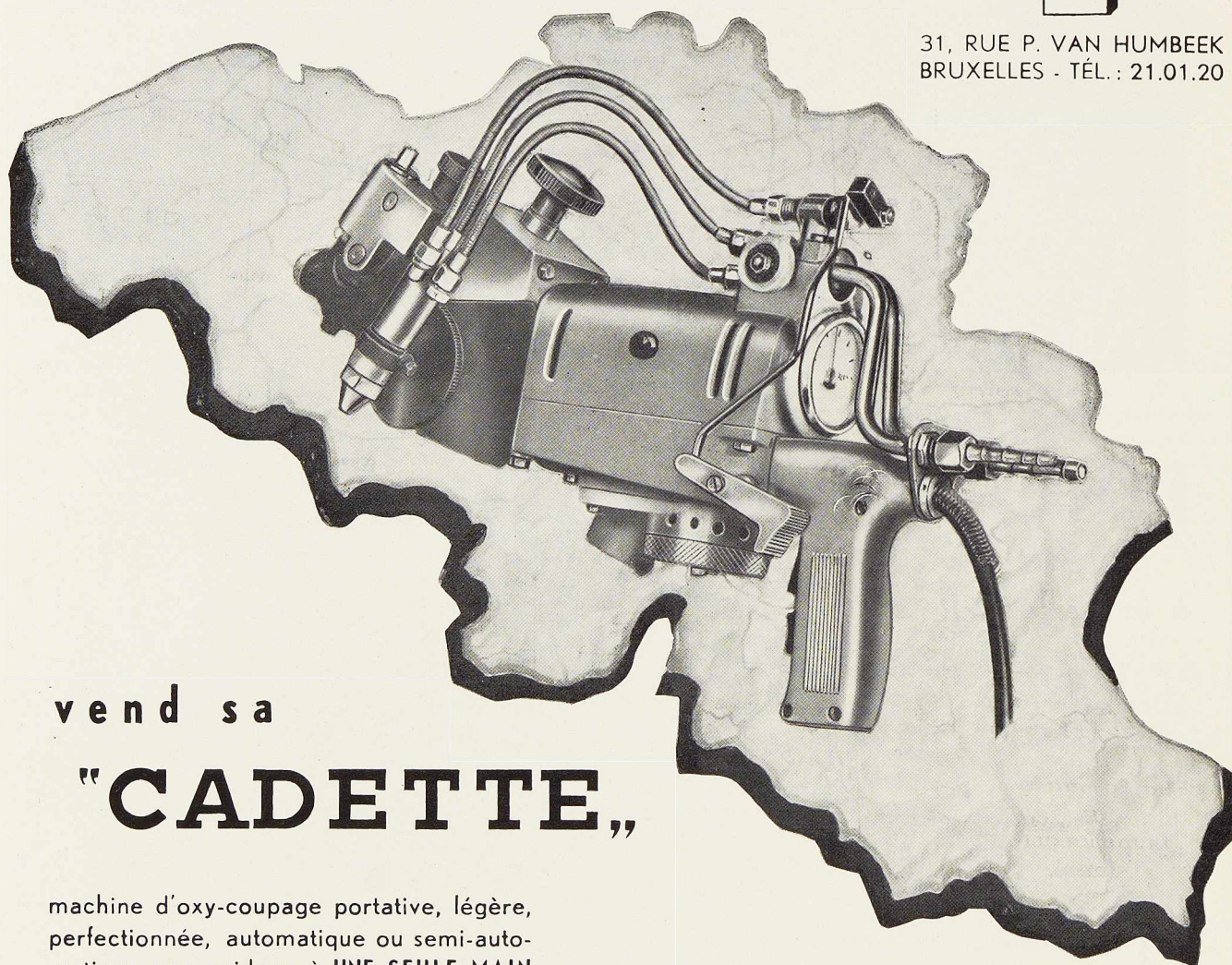


DANS TOUTE LA BELGIQUE,
LE GRAND-DUCHÉ,
LE CONGO BELGE

**L'OXHYDRIQUE
INTERNATIONALE**



31, RUE P. VAN HUMBECK
BRUXELLES - TÉL. : 21.01.20



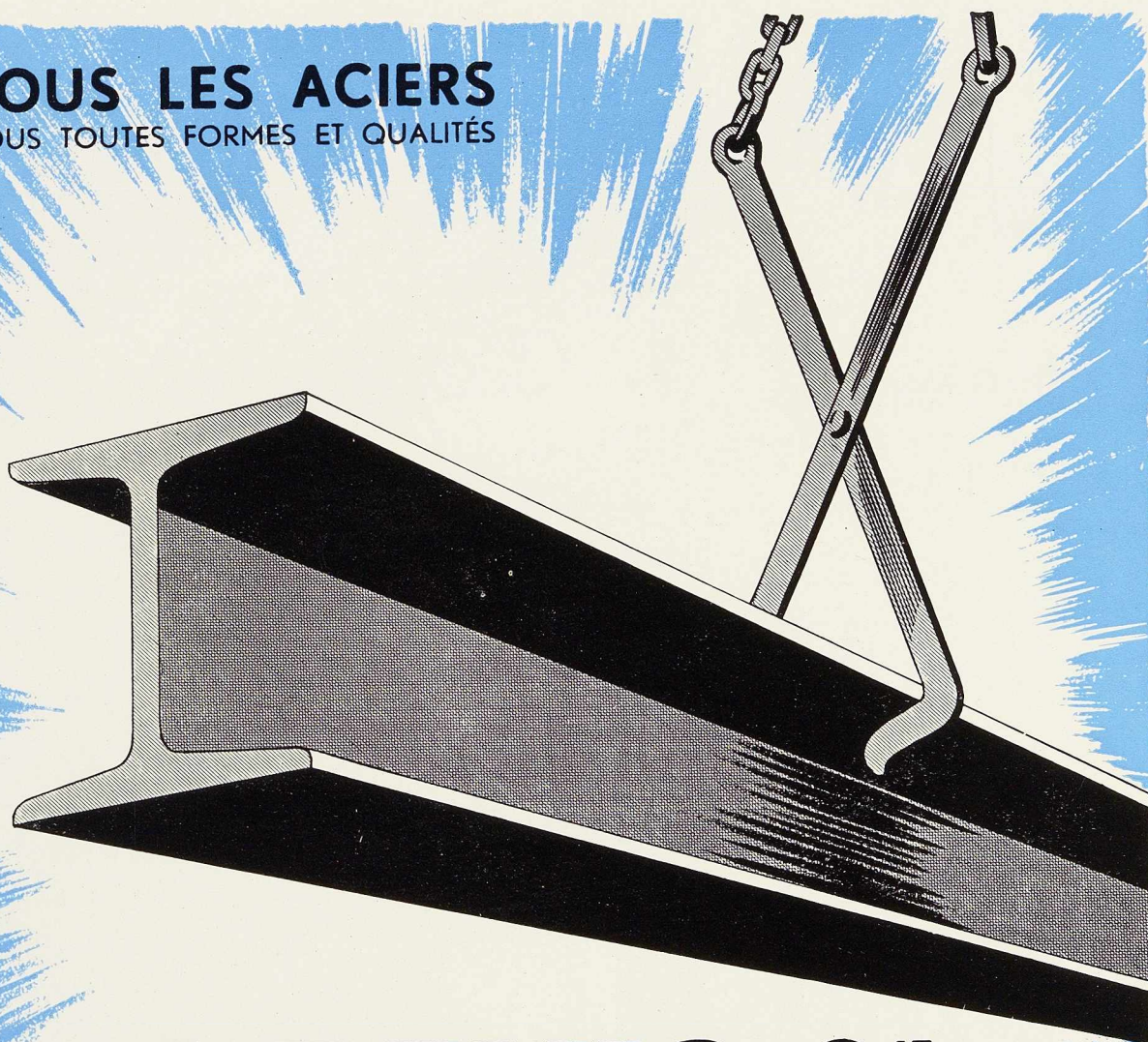
vend sa

"CADETTE,"

machine d'oxy-coupage portative, légère,
perfectionnée, automatique ou semi-auto-
matique par guidage à **UNE SEULE MAIN**

Documentation sur demande
au sujet de la Cadette et des autres machines d'oxy-coupage "AUTOSECTOR.. (portative), "SECTOMATIC.. (fixe), etc.

TOUS LES ACIERS
SOUS TOUTES FORMES ET QUALITÉS



A. DEVIS & C^{IE}

ACIERS MARCHANDS • TOLES • BOULONS
43, RUE MASUI • BRUXELLES • TÉL. : 15.49.40 (6 lignes)

ACIERS SPÉCIAUX • OUTILS
158, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél : 43.50.20 (6 l.)

POUTRELLES • FERS U • RONDS A BETON
296, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél. : 44.48.50 (6 l.)



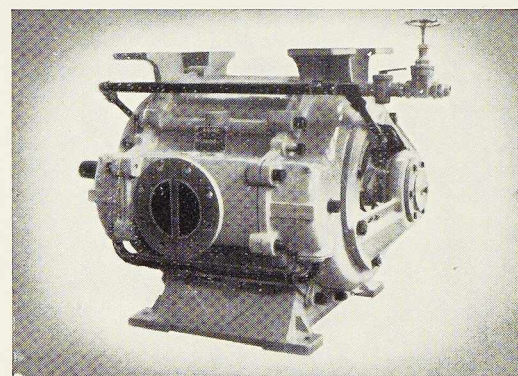
COUVERTURES
MÉTALLIQUES

J. CROISÉ

6, SQUARE MARGUERITE
TÉL. : 33.66.45
BRUXELLES

INSTALLATIONS SANITAIRES
PRIVÉES ET INDUSTRIELLES

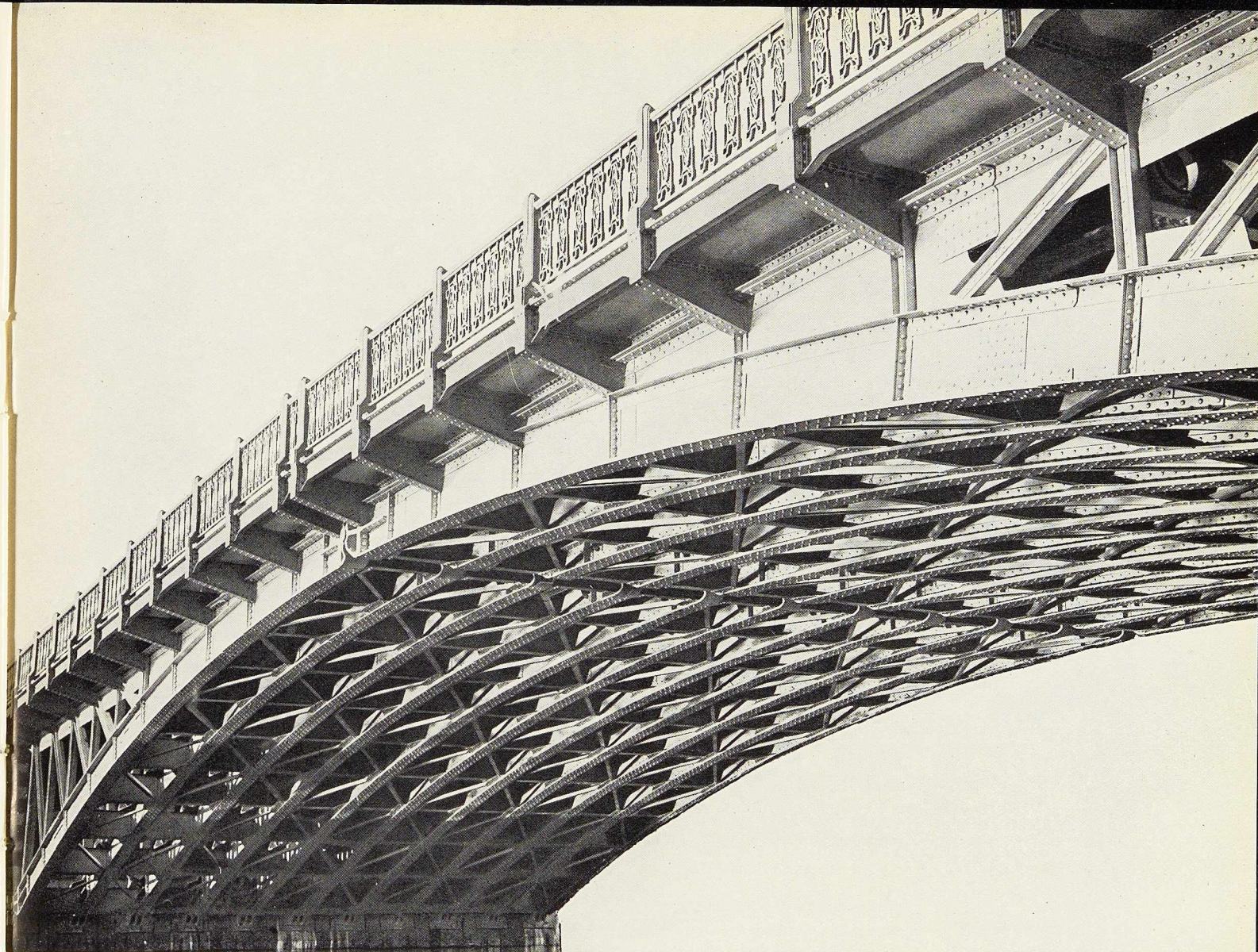
ACMT



MATERIEL POUR SUCRERIES ET INDUSTRIES CHIMIQUES • APPAREILS DE LEVAGE
INSTALLATIONS DE MANUTENTION • GROSSE CHAUDRONNERIE
MOTEURS DIESEL A GRANDE VITESSE • RÉDUCTEURS DE VITESSE "DEBIAC"
POMPES A VIDE ET SURPRESSEURS A ANNEAU LIQUIDE "HYDRO"
MATERIEL DE RECUPERATION "IWEL" • INSTALLATIONS FRIGORIFIQUES

**ATELIERS DE CONSTRUCTION
MECANIQUE DE TIRLEMONT**

Anciennement Ateliers J. J. Silain



LE PONT DE FRANCE, A NAMUR,
réalisé par la

S. A. DES ATELIERS DE CONSTRUCTION

JAMBES-NAMUR

Anciens Établissements Th. FINET

JAMBES



L'ACIER DANS LE BÂTIMENT

Le numéro hors série 1950 de « L'OSSATURE MÉTALLIQUE », entièrement consacré aux applications de l'acier dans le bâtiment, est actuellement sous presse. Tout architecte et entrepreneur qui nous en fera la demande recevra gratuitement un exemplaire de ce numéro.



Editions du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier :

Abaques et Tableaux pour le calcul rapide des constructions métalliques, par H. M. SCHNADT	Epuisé
Tableaux pour le calcul rapide des poutres à âme pleine, par O. HOUBRECHTS	Fr. 150,—
Abaque général de flambage, par H. M. SCHNADT	Fr. 40,—
Album de Macrographies pour la réception des tôles et larges plats en acier calmé, par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 40,—
Essais spéciaux pour les aciers soudables, par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 50,—
Essai de flexion, par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 10,—
Normes de qualité pour les aciers soudables, par la Commission Mixte des Aciers	Epuisé
Catalogue des Aciers pour constructions mécaniques, par la Commission Mixte des Aciers .	Fr. 60,—
Catalogue des Profilés laminés par les usines belges et luxembourgeoises	Fr. 100,—
Calcul des Constructions mixtes acier-béton, par V. FORESTIER	Fr. 90,—
Calcul des Fermes métalliques, par V. BATAILLE	Fr. 90,—



« L'OSSATURE MÉTALLIQUE » est tirée à 4 000 exemplaires.

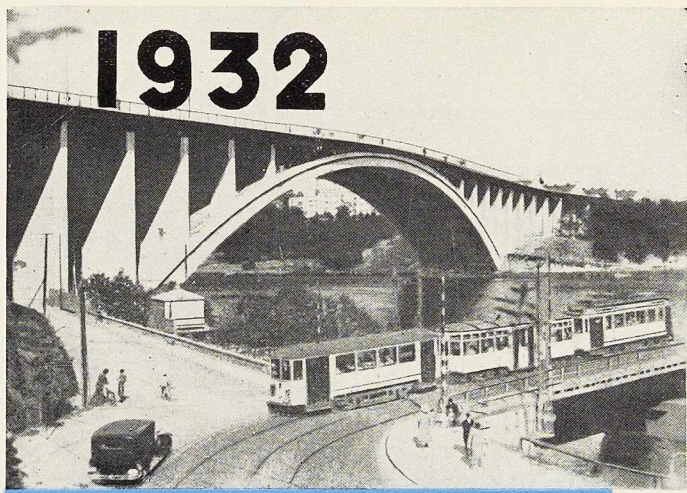
« L'OSSATURE MÉTALLIQUE » a plus de 1 500 abonnés.

« L'OSSATURE MÉTALLIQUE » assure des distributions de propagande en Belgique et à l'étranger, dans tous les milieux intéressés à la construction métallique et à la construction tout court.

« L'OSSATURE MÉTALLIQUE » mérite une attention spéciale en ce qui concerne

VOTRE PUBLICITÉ

1932



ESAB



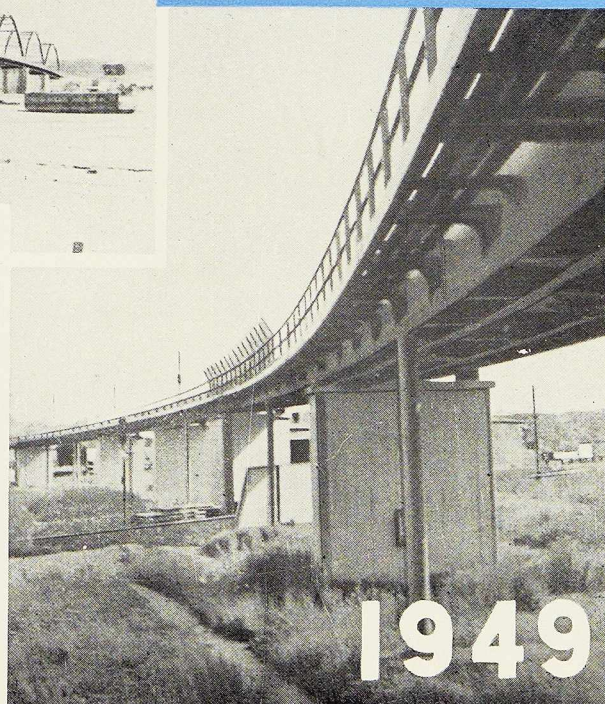
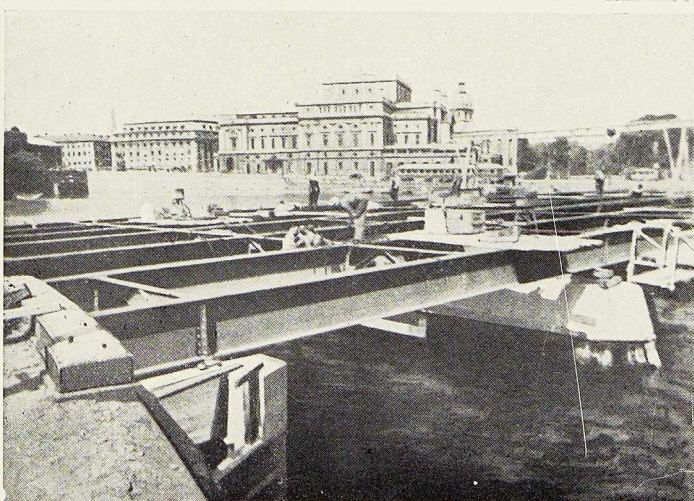
Ponts soudés en Suède

Dès les débuts de l'application de la soudure à l'arc en construction de ponts, tous les ouvrages importants en Suède ont été soudés avec



LES ELECTRODES

OK



1949

ELECTRO SOUDURE AUTOGENE BELGE, S. A. 116-118, RUE STEPHENSON, BRUXELLES.
Téléphones : 15.05.32 - 15.91.26.



INDUSTRIELS,

La concurrence s'annonce âpre.
Abaissez vos prix de revient !

Spécialisé en ÉLECTRICITÉ, MÉCANIQUE
THERMO-DYNAMIQUE, GÉNIE CIVIL

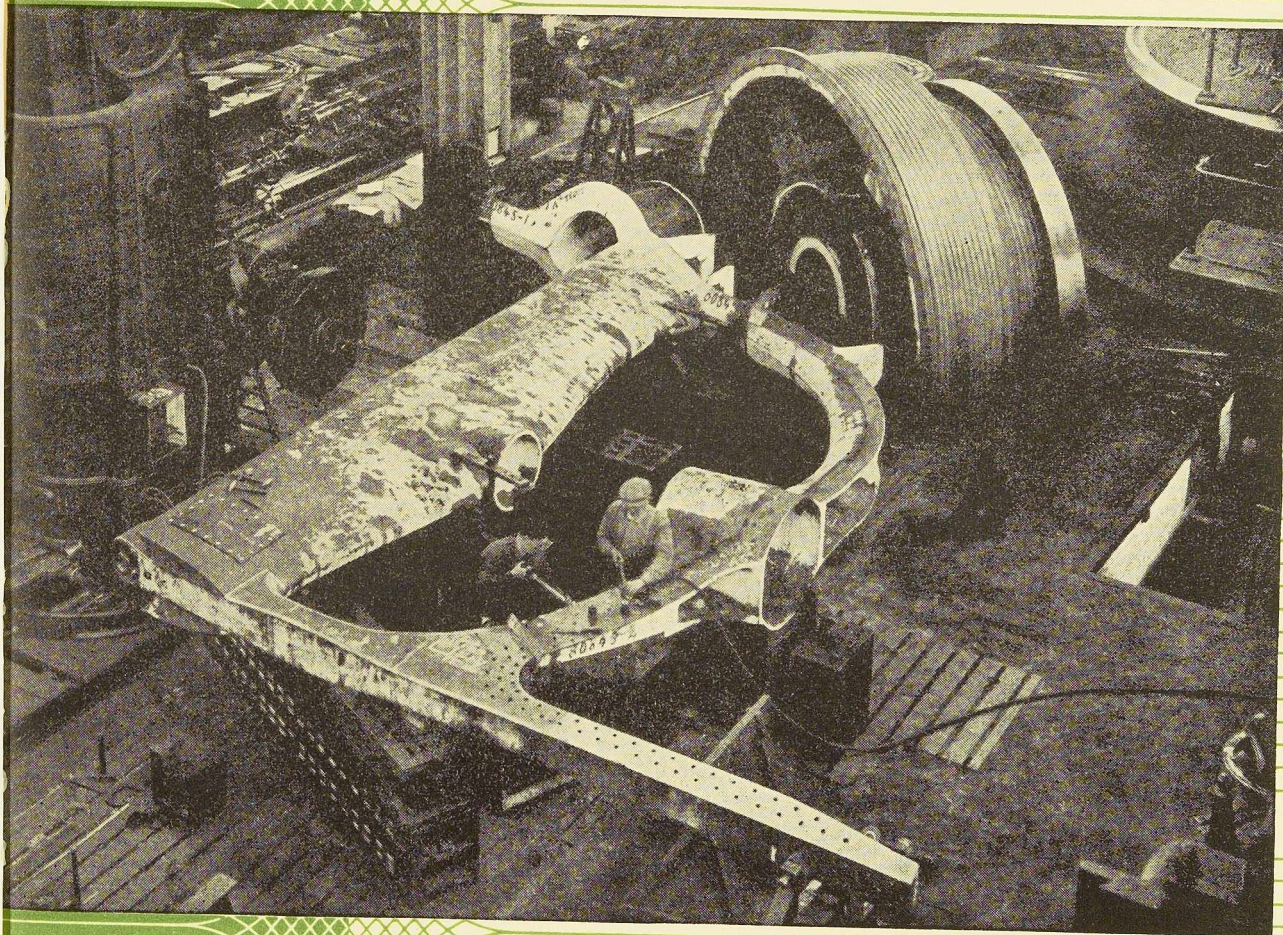
Se charge d'étudier l'ORGANISATION, l'AMÉLIORATION
la TRANSFORMATION, l'AGRANDISSEMENT de vos usines

Bureau d'Etudes Industrielles **F. COURTOY, S. A.**

43, rue des Colonies. BRUXELLES

INDEX DES ANNONCEURS

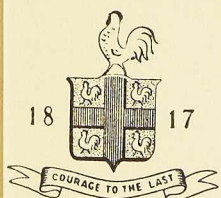
	Pages		Pages
A		J	
A. C. M. T.	32	S. A. Ateliers de Construction Jambes	
L'Air Liquide	6	Namur	33
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène »	15	Jouret	19
Armco	29		
B		L	
Baume et Marpent	27	S. A. L. Leemans & Fils	7
B. E. I.	36	Laminoirs de Longtain	23
Usines Gustave Boël	28		
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis .	12	M	
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve . .	2	Multifer Grisard	13
C		N	
P. & M. Cassart	5	Anc. Ets Nobels-Peelman, S. A. . . couv.	IV
C. B. L. I. A.	34		
Cockerill couv.	III	O	
Columeta	24-25	L'Oxhydrique Internationale	30
Croisé	32		
D		P	
Davum	21	Philips, S. A.	22
S. A. Etabl. Th. Defawes	17		
Alexandre Devis & C^o	11-31	S	
E		Soudométal	16
Société Métallurgique d' Enghien Saint- Eloi couv.	II	Steyaert-Heene	26
E. S. A. B.	35	T	
I		Usines à Tubes de la Meuse	18
I. C. I.	20	U	
		Ucométal	8-9
		V	
		Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L. . . .	14
		W	
		Anciens Ets Paul Würth	10



Usinage sur plancher américain
d'un étambot pour bateau de
10 000 tonnes

Ensemble de 3 pièces, dont
2 en acier coulé et une en
acier forgé

METALLURGIE • CONSTRUCTIONS
MECANIQUES & METALLIQUES
CONSTRUCTIONS NAVALES

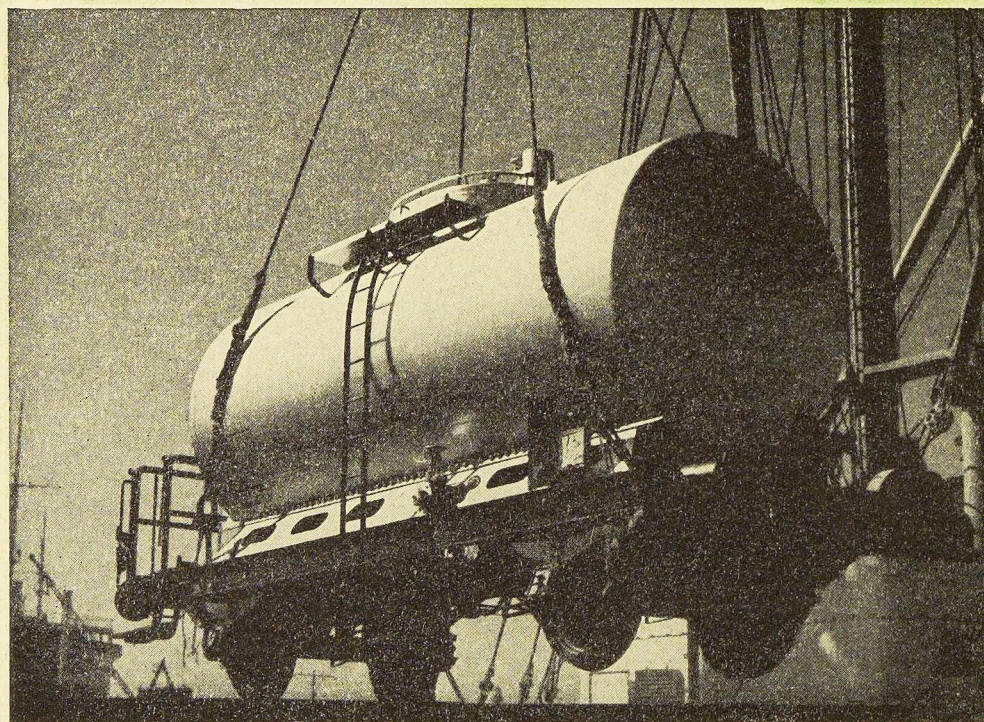


S.A. JOHN *COCKERILL*

SERAING • BELGIQUE

NOBELS-PEELMAN

SB



METAALWERKHUIZEN VOORHEEN (N. V.)

Adr. Télég. : Ateliers St-Nicolas-Waes (Belgique)

ST-NIKLAAS

BELGIQUE

ANC. ETABLISSEMENTS MÉTALLURGIQUES (S. A.)

Téléphones : 13 et 235

PONTS • WAGONS • PYLONES

KETELWERKEN • BRUGGEN

KAP • BRIDGES • TANKS

STEELWORKS • CHARPENTES